

Revista internacional de

Ingeniería de estructuras

Editores

**Alex H. Barbat
Roberto Aguiar**

Revista internacional de Ingeniería de estructuras

EDITORES

Alex H. Barbat

E.T.S. Ingenieros de Caminos Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
Campus Norte UPC, 08034 Barcelona, España
e-mail alex.barbat@upc.es

Roberto Aguiar Falconí

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador
e-mail raguiar@espe.edu.ec

COMITÉ ASESOR INTERNACIONAL

G. Ayala

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria, Aptdo. 70472
Coyoacan
04510 México D.F., México

O. D. Cardona

Facultad de Ingeniería
Universidad de los Andes
Aptdo. 4976
Bogotá, Colombia

R. E. Klingner

Profesorado Phil M. Ferguson en la
Ingeniería Civil
Universidad de Texas, Austin
Texas 78712, U.S.A

S. Oller

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

R. Blázquez

E.T.S. I.C.C.P. Ciudad Real
Universidad de Castilla La Mancha
C/ Camilo José Cela s/n
13071 Ciudad Real

J. R. Casas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

M. Lafuente

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

M. Ordaz

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria
Coyoacan
04510 México D.F., México

M. Blondet

Pontificia Universidad Catolica
Lima, Perú

F. J. Crisafulli

Facultad de Ingeniería, Universidad
Nacional de Cuyo
Casilla de Correos 405
Mendoza, 5500, Argentina

W. Lobo

Facultad de Ingeniería
Universidad de Los Andes
Mérida, Venezuela

M. N. Pavlovic

Department of Civil Engineering
Imperial College
London, SW7 2BU, U.K.

J. Bommer

Civil & Environmental Engineering
Imperial College
London SW7 2BU
Reino Unido

R. Danesi

Laboratorio de Estructuras
Universidad Nacional de Tucuman
Av. Independencia 1800
4000 Tucumán, Argentina

O. López

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

J. Rodellar

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

R. Boroschek

Dpto. de Ingeniería Civil
Universidad de Chile
Blanco Encalada 2120
Santiago, Chile

L. Díaz

Facultad de Ingeniería
Universidad La Serena
Serena, Chile

B. Luccioni

Laboratorio de Estructuras
Universidad Nacional de Tucuman
Av. Independencia 1800
4000 Tucumán, Argentina

S. E. Ruiz Gómez

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria, Aptdo. 70472
Coyoacan
04510 México D.F., México

L. M. Bozzo

Dpto. de Ingeniería Mecánica y de la
Construcción Industrial
Universidad de Girona
Avda. Luis Santaló s/n
17071 Girona, España

L. Godoy

Dpto. de Estructuras, FCEFy N.
Universidad Nacional de Córdoba
Casilla de Correo 916, Córdoba 5000,
Argentina

R. Meli

Centro Nacional de Prevención de
Desastres
Ciudad Universitaria
Coyoacan
04510 México D.F., México

C. E. Ventura

Department of Civil Engineering
The University of British Columbia
CEME Building, 2018 - 2324 Main
Mall
Vancouver, B.C. Canada V6T 1Z7

J. A. Canas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales, y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona, España

J. Grases

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

E. Miranda

Dpto. of Civil and Environment
Engineering
Stanford University
Stanford, California, 94305-4020

IMPRESIÓN Y DIFUSIÓN

Ana Gabriela Haro

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador

Pamela Cruz

Editorial ESPE
Escuela Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador

Revista Internacional de

Ingeniería de estructuras

Sumario

Volumen 8, número 2, 2003

Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras de mampostería no reforzada. Aplicación a un edificio de la zona del Eixample en Barcelona (España)	91
<i>Rosangel Moreno, Ricardo Bonett, Alex Barbat, Lluís Pujades, Andrea Penna y Sergio Lagomarsino</i>	
Mecanismo de transmisión de cargas perpendiculares al plano del muro en muros de mampostería no reforzada	121
<i>Juan Diego Jaramillo</i>	
Criterio de diseño basado en confiabilidad para el refuerzo de edificios con disipadores de energía sísmica	147
<i>Marco Antonio Torres Pérez-Negrón y Sonia E. Ruiz Gómez</i>	
Ferrocemento: Material apto para la construcción en zonas sísmicas	165
<i>Daniel Bedoya R</i>	
Propuesta de espectros de diseño por sismo para el DF	189
<i>M. Ordaz y E. Miranda</i>	
Vulnerabilidad sísmica de construcciones informales en mampostería: riesgos sísmicos y mapas SIG	209
<i>Ahmed Mebarki, Nathalia Valencia</i>	

Revista indexada en la Hemeroteca Latinoamericana

Revista semestral de la Escuela Superior Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador

ISSN 1390-0315

© 2003 ESPE, Quito, Ecuador

Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras de mampostería no reforzada. Aplicación a un edificio de la zona del Eixample en Barcelona (España).

Rosangel Moreno, Ricardo Bonett, Alex Barbat, Lluís Pujades

Universidad Politécnica de Cataluña

C Jordi Girona 1-3, Módulo D-2, 08034, Barcelona, España

Andrea Penna, Sergio Lagomarsino

Universidad de Génova

Departamento de Ingeniería Estructural y Geotecnia

Via Montallegro 1, 16145 Génova – Italia

RESUMEN

En este trabajo se evalúa la vulnerabilidad sísmica de un edificio típico de mampostería no reforzada de 6 niveles de la zona del “Eixample” en Barcelona (España). La vulnerabilidad sísmica se define en función del punto de intersección de los espectros de capacidad y demanda y de los límites de los estados de daño propuestos por Calvi (1999). La demanda sísmica se obtiene a partir del espectro elástico de respuesta propuesto en la normativa sismorresistente NCSE-94 que ha estado vigente durante los últimos 8 años (1994 - octubre 2002). Se utiliza un modelo de macro elementos propuesto por Brencich y Lagomarsino (1998) para representar la estructura, el cual se encuentra incorporado en un programa de ordenador (TREMURI) que permite a su vez determinar la capacidad sísmica de la estructura mediante un análisis estático no lineal. Para considerar las incertidumbres en algunos de los parámetros del modelo, se utiliza el método de simulación por Monte Carlo, realizando un total de 100 análisis a partir de los cuales se obtiene la capacidad media de la estructura.

Los resultados ponen en evidencia la alta vulnerabilidad de este tipo de estructuras y muestran claramente la necesidad de aplicar la normativa sísmica en la ciudad de Barcelona, tal y como lo demuestran los cambios incluidos en la reciente normativa de diseño sismorresistente (NCSE-02).

1. INTRODUCCIÓN

En Barcelona existe un interés creciente en evaluar la vulnerabilidad sísmica de la ciudad, motivada por la discusión en los últimos años sobre la aplicación de la Norma Sísmica Española NCSE-94. Si hasta 1994, de acuerdo con la normativa P.D.S-1, Barcelona tenía asignada una intensidad de VII en la escala MSK y se requería de un diseño sismo resistente. La normativa NCSE-94, la cual estuvo vigente durante casi 8 años, le asignó una aceleración de 0.04 g para la cual no se requería diseño sismo resistente de los edificios.

Durante los últimos 12 años se han llevado a cabo varios estudios de evaluación de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico existente en la ciudad (Caicedo, 1993), (Yépez, 1996), (Barbat et al., 1996), (Mañá, 1997), (Chávez, 1998), (Mena, 2002), que han puesto de manifiesto una alta vulnerabilidad de los edificios y un riesgo sísmico no despreciable. Todos estos hechos permiten pensar que hacen falta estudios más detallados.

Una zona emblemática del centro de la ciudad, con un importante valor histórico, arquitectónico y cultural es el “Eixample” que fue proyectada a mediados del siglo XIX, como consecuencia directa de la expansión de la ciudad, luego de ser derribadas las murallas que la cercaban (1858-1868). Esta zona fue construida según el diseño urbanístico del famoso ingeniero civil Ildefonso Cerdá, cuyo proyecto final fue aprobado en 1860 (Mañá, 1997). En 1888 se celebró en Barcelona una gran exposición Universal en la zona del Arco del Triunfo que dio un gran impulso al crecimiento y embellecimiento de la ciudad. Durante el periodo comprendido entre 1875 y 1900 que ha sido identificado como el de mayor crecimiento, se construyeron casi 10.000 edificios (cerca del 15 % de la ciudad actual). A partir de éste momento, el crecimiento en las siguientes décadas fue paulatino hasta llegar a un punto máximo en la década de los 60, en la que se construyeron mas de 12.000 edificios (lo que representa casi el 19 % del total actual).



Figura 1. Islas o manzanas típicas del Eixample.

Los edificios de esta zona se encuentran incorporados en numerosos conjuntos, denominados islas o manzanas casi totalmente simétricas, de aproximadamente 113 x 113 metros, perfectamente alineadas y achaflanadas en sus vértices mediante aristas de unos 20 metros (Yépez, 1996), cubriendo aproximadamente 750 hectáreas de la superficie de la ciudad (ver **Figura 1**).

La construcción de los edificios fue realizada entre los años 1860 y 1940, con 25 edificios en promedio por cada isla y con predominio de estructuras de mampostería no

reforzada, diseñadas a carga vertical únicamente y sin ninguna consideración sísmo resistente, ya que casi todos los diseños son anteriores a la expedición de la primera normativa de diseño sísmo resistente en España. Prácticamente la totalidad de los edificios existentes en la zona, ya han cumplido su periodo de vida útil y sólo una pequeña parte de los edificios del sector son nuevos, fruto de la demolición de antiguos edificios y de la aparición del hormigón armado. Estos “nuevos” edificios de hormigón, contruidos desde los años 60, presentan una estructuración de pilares y losas planas. Este tipo de sistema ha sido identificado como altamente vulnerable frente a la acción sísmica en zonas con amenaza sísmica moderada y/o alta. Finalmente, existen muy pocos edificios de estructura metálica.

Así pues, los edificios típicos del Eixample son de mampostería de ladrillo no reforzada con forjados de vigueta de madera (hormigón armado y acero, según épocas) y bovedilla prefabricadas (de cerámica o de hormigón) o contruidas manualmente. Estas edificaciones en general, tienen una vista en planta regular a excepción de los edificios de esquinas que tienen forma particular. La gran mayoría de las edificaciones contienen los llamados pisos blandos, debido a que el primer nivel de las mismas es dedicado a actividades comerciales, por lo cual se requiere de una mayor altura y de un espacio más versátil que se logra con el uso de pilares y vigas que solo están presentes en éste nivel. Lo anterior supone una reducción de la rigidez de ésta planta, que unido a la carencia de detalles de diseño sísmo resistente hace intuir a los autores que la vulnerabilidad sísmica de estos edificios es bastante alta.

Para poder hacer una evaluación uniforme de la vulnerabilidad sísmica de todos los edificios del Eixample se debe utilizar una misma metodología y aplicarla para todas las tipologías. Dicha metodología utiliza como datos de entrada los espectros de diseño dados por la Normativa Sísmica Española NCSE-94, los modelos estructurales desarrollados a partir de los planos arquitectónicos y estructurales y, en algunos casos, el juicio de expertos. A partir de un análisis estático no lineal (“pushover análisis”) se obtiene la curva de capacidad que relaciona el cortante en la base con el desplazamiento en la parte superior de la estructura. Mediante expresiones simples que expresan la relación entre un sistema de un grado de libertad y el modelo estructural completo (Mahaney et al. 1993), se convierte la curva en un espectro de capacidad. Finalmente, se utiliza el método del espectro de capacidad, en el cual se superponen los espectros de capacidad y de demanda para obtener el nivel de desempeño de la estructura, que corresponde al punto de intersección de ambos espectros. Una vez identificado el nivel de desempeño de la estructura, utilizando los límites de daño propuestos por Calvi (1999) para estructuras de mampostería no reforzada, puede determinarse el nivel de daño y, por consiguiente, el grado de vulnerabilidad de la estructura analizada.

En este trabajo se ha realizado la definición del modelo estructural correspondiente a las estructuras de mampostería no reforzada de Barcelona y se han obtenido de las curvas de capacidad. Para ello se ha utilizado el programa TREMURI desarrollado por Lagomarsino, Penna y Galasco (2002). El programa usa un modelo de macro elementos (Brencich y Lagomarsino, 1998) para representar los paneles de mampostería y considera el daño estructural por medio de modelos teóricos detallados que han sido calibrados a partir de los mecanismos de disipación observados en casos reales. El modelo es útil para describir el comportamiento mecánico no lineal en el plano de los paneles de mampostería y determinar el daño que sufren este tipo de estructuras cuando se ven sometidas a sismos. La bondad de los modelos que utilizan macro elementos para representar muros de mampostería no reforzada radica en que éstos se caracterizan por tener un bajo número de incógnitas, con lo cual, los

procedimientos empleados para describir la respuesta del muro en su plano hasta alcanzar el colapso son relativamente simples.

La ausencia de información sobre las propiedades mecánicas de los materiales utilizados para la construcción de edificios en la zona del Eixample, ha supuesto el uso de técnicas de simulación por el método de Monte Carlo. De esta forma se definen los principales parámetros del modelo como variables aleatorias. Estas variables se generan a partir de funciones de distribución, las cuales están caracterizadas por un valor medio y una covarianza. Este proceso de simulación permite considerar las incertidumbres asociadas a las propiedades mecánicas del material y logra describir no solo el comportamiento de una estructura sino de toda una tipología estructural.

2. TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL SELECCIONADA

El proceso urbanístico del Eixample se desarrolló durante aproximadamente 80 años, por lo cual los primeros edificios que se construyeron incluían diversas aportaciones de los diferentes arquitectos y maestros de obra. Transcurridos los primeros 10 años, comienza a utilizarse un proceso constructivo que deja como resultado un conjunto de edificios con formas y diseños bastante similares, reflejados en lo que podría llamarse el modelo tipo del Eixample.

Este modelo corresponde a un edificio de mampostería no reforzada, con un número de niveles que varía entre 4 y 7 plantas. Su sistema resistente consiste en muros de ladrillos con espesores de 30 cm en las fachadas y 15 cm en todos los demás muros portantes. En la planta del sótano y planta baja, se suelen utilizar pilares de fundición y jácenas, sobre las cuales se apoyan directamente los muros portantes de la estructura. Los pilares se apoyan en un dado, el cual a su vez se apoya en una zapata de mampostería con mortero de cal o en la propia cimentación corrida, dando lugar a conexiones entre estos elementos que pueden ser consideradas como nodos muy deformables (casi articulados).

Los forjados suelen ser de dos tipos: Para las dos primeras plantas, se utilizan forjados de viguetas metálicas y bovedilla cerámica simplemente apoyada en jácenas metálicas y pilares de fundición o bien en paredes. Encima de la bovedilla se colocan los cascotes y sobre ellos el mortero de cal y el pavimento (ver Figura 2). Para las demás plantas, el tipo de forjado es de vigueta de madera y bovedilla cerámica, formado por dos hojas de rasilla, sobre la que se rellena con cascotes, mortero de cal y pavimento (ver Figura 3).

En la actualidad existen aproximadamente 8989 edificios en la zona del Eixample, de los cuales 6160 (69 %) corresponden a edificios de mampostería no reforzada del modelo mencionado. Considerando que la mayoría de estos edificios son del tipo descrito anteriormente, como un primer paso hacia la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de todas las tipologías estructurales del Eixample se ha elegido un edificio de mampostería no reforzada de 6 niveles, construido en el año de 1882. En las fotos 1 y 2 puede verse una imagen de la fachada del edificio y un detalle de la planta baja, respectivamente.

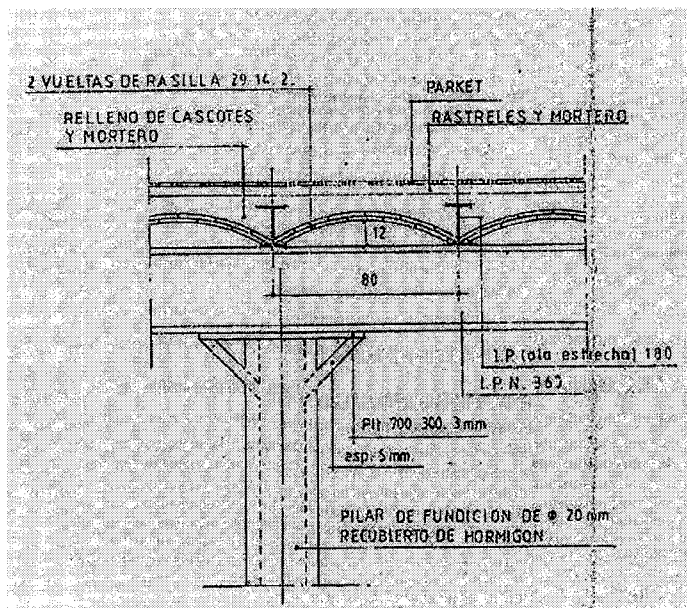


Figura 2. Detalle del forjado de vigueta metálica y bovedilla cerámica tomado de los planos arquitectónicos originales.

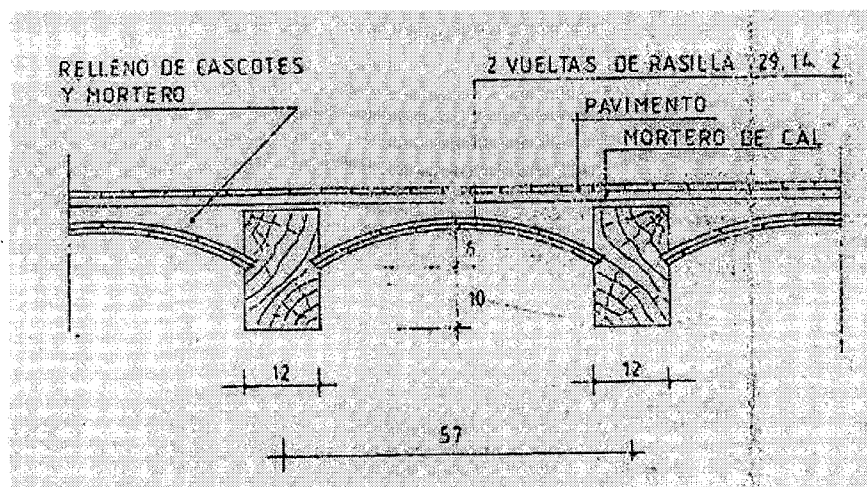


Figura 3. Detalle del forjado de vigueta madera y bovedilla cerámica tomado de los planos arquitectónicos originales.



Foto 1. Fachada del edificio.

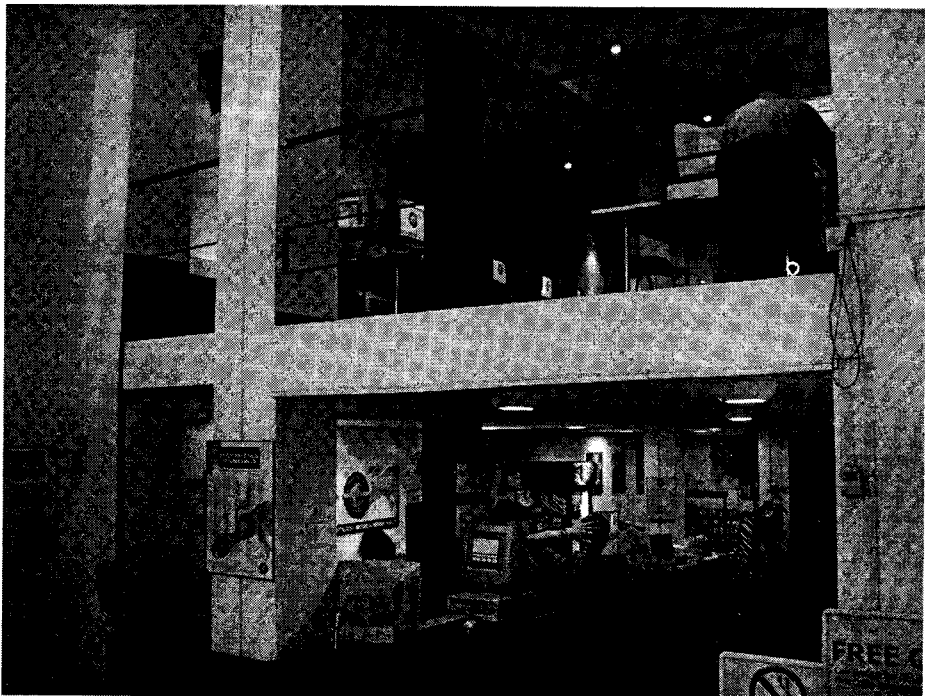


Foto 2. Vista de la planta baja del edificio.

La distribución en planta del edificio es aproximadamente rectangular (18.9 x 24.5 metros) y cuenta con un patio cuadrado central y dos laterales. Las figuras 4 y 5 han sido

obtenidas directamente de los planos arquitectónicos originales y muestran una distribución en planta y elevación del edificio. En elevación, el edificio muestra ciertas irregularidades, tales como: pilares de fundición solamente en la planta baja, muros portantes que se apoyan directamente sobre jácenas metálicas apoyadas a su vez sobre los pilares mencionados y disminución del área de la planta del nivel superior. Estos factores producen una variación considerable de la rigidez en la altura, lo cual reduce la capacidad sísmo resistente de la estructura y puede producir un mecanismo de colapso (piso débil).

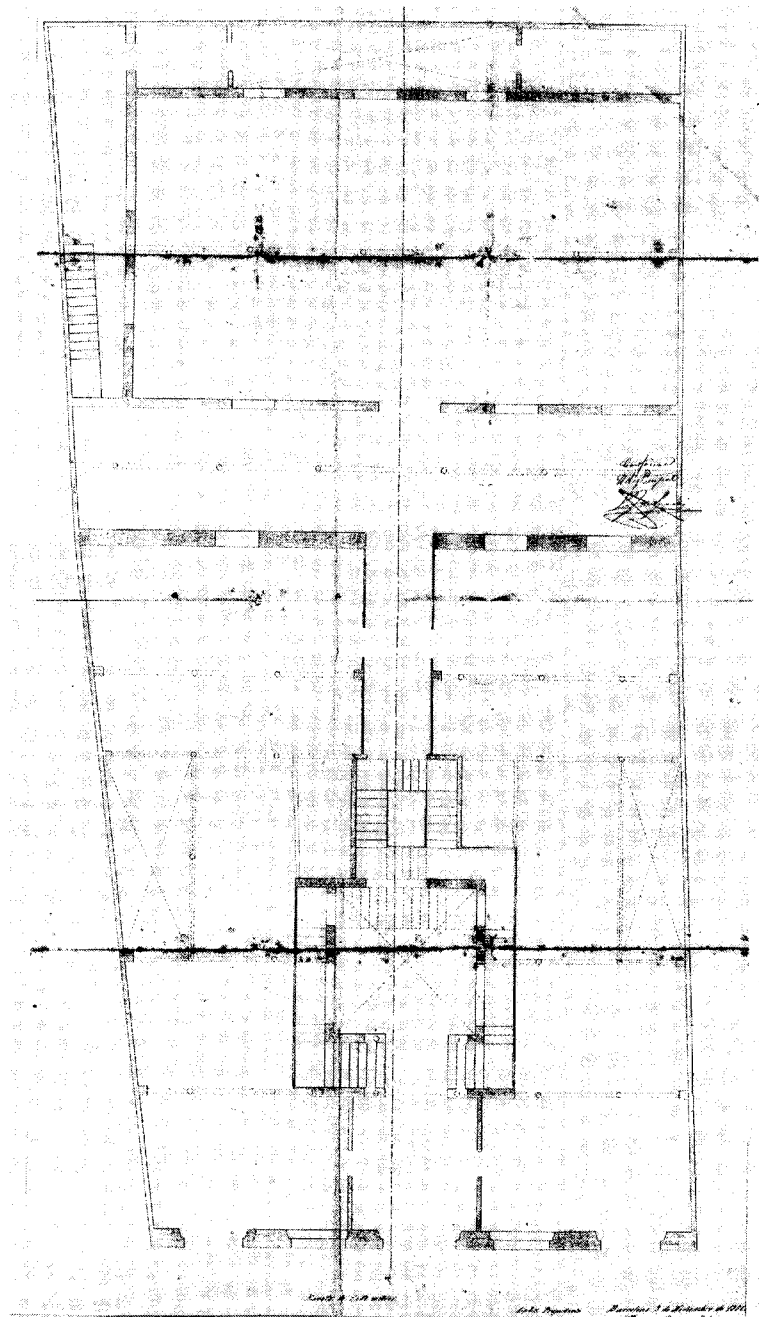


Figura 4. Planta del edificio representativo del Eixample.

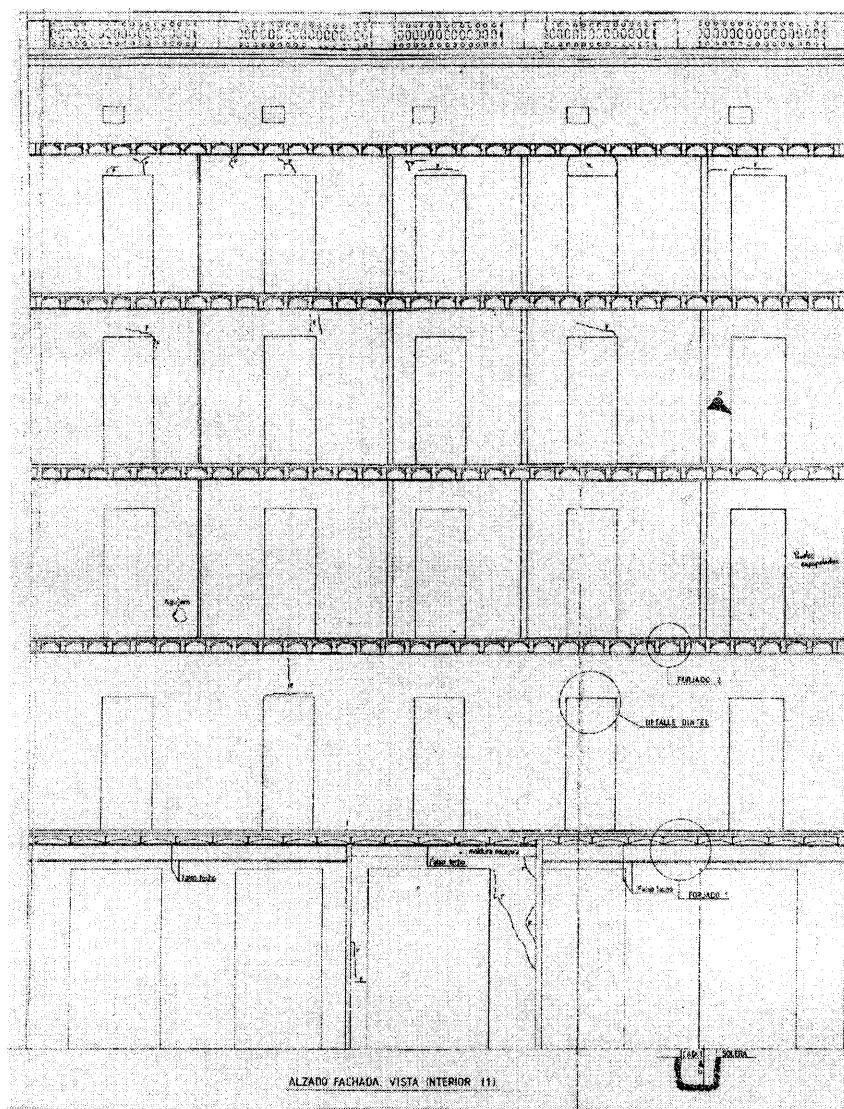


Figura 5. Fachada del edificio del Eixample.

3. DEMANDA SÍSMICA

La mayor parte del territorio español no está localizado en una zona de alta sismicidad; sin embargo, los sísmicos que ocurrieron en el pasado en algunas zonas del país produjeron daños considerables a las estructuras y ocasionaron un gran número de pérdidas de vidas. Uno de estos sismos tuvo lugar en la zona de Andalucía en 1884, dejando más de 17000 edificios afectados y 10.000 muertos (Barbat y Paz, 1994).

Aunque la necesidad de un código de diseño sismo resistente en España era ampliamente reconocida, no hubo ninguna regulación legal para la construcción hasta el año 1963. El primer grupo de regulaciones que contenía una definición de la acción sísmica,

Norma M.V. 101-1962, se aprobó como ley en el año 1963. Esta norma se limitó a definir la metodología para el cálculo de las fuerzas sísmicas y otras acciones que debían ser consideradas en el diseño de las estructuras. En 1962, una comisión interministerial inició el desarrollo de un código sísmico general para España, P.G.S.-I (1968), el cual fue aprobado en 1969 por la presidencia del gobierno. Este código incluyó un mapa de amenaza sísmica para todo el territorio Español. Aunque el P.G.S.-I de 1968 fue aprobado como código provisional, éste permaneció en uso hasta 1974 cuando fue adoptada una versión modificada, P.D.S-I, con aplicación exclusiva a edificios (Barbat y Paz, 1994).

En 1994 fue aprobada la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-94), cuya finalidad era la de evitar las pérdidas de vidas humanas y reducir el coste económico que futuros terremotos pudieran ocasionar. Esta norma estuvo vigente hasta octubre del 2002, fecha en la cual comenzó a regir la nueva Norma de Construcción Sismorresistente Española (NCSE-02). Esta última normativa mantiene la finalidad de la anterior, pero adicionalmente incorpora criterios y sugerencias extraídas de las lecciones aprendidas en los últimos grandes terremotos destructores (Chile 1985, México 1985, Armenia 1988, Loma Prieta 1989, Kobe 1995, Izmit 1999 y Taiwán 1999). Se han tenido en cuenta las directrices europeas en materia de construcción sismorresistente, haciendo compatible la nueva norma al Eurocódigo. No obstante, teniendo en cuenta la reciente aparición de ésta última normativa, los autores consideran pertinente mostrar el análisis realizado a partir de la NCSE-94, el cual permite justificar y validar algunos de los cambios que se presenta en la actual normativa (NCSE-02).

La aplicación de la NCSE-94 no era obligatoria para las construcciones de moderada importancia y en construcciones donde la aceleración sísmica de cálculo a_c , fuera inferior a 0.06 g (con la NCSE-02 se ha bajado este límite a 0.04 g), siendo g la aceleración de la gravedad. De acuerdo al mapa de amenaza sísmica del territorio Nacional incluido en esta normativa, Barcelona se encuentra situada en una zona de actividad sísmica moderada, con una aceleración sísmica de cálculo igual a 0.04 y 0.052 g para estructuras con un periodo de vida igual a 50 y 100 años, respectivamente. La mayoría de los edificios son diseñados para un periodo de vida útil de 50 años, con lo cual de acuerdo a la NCSE-94, en Barcelona no era necesario aplicar esta normativa (en la NCSE-02 si es necesario considerar la acción sísmica en el diseño).

Los mapas de amenaza sísmica han sufrido cambios significativos entre la normativa P.D.S-I (1974) y la NCSE-94 (1994) que pueden influir considerablemente a la hora de definir las condiciones para la aplicación o no de la normativa para el diseño de las estructuras. Uno de los principales cambios en el mapa de amenaza está en el parámetro utilizado para definir la acción sísmica. Mientras la P.D.S-I utilizaba la escala de intensidades MSK, la NCSE-02 utiliza la aceleración sísmica básica (a_b) máxima. Este parámetro define un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno, correspondiente a un periodo de retorno de quinientos años. En la NCSE-94 la ciudad de Barcelona pasó de ser una zona con un grado de intensidad de VII a un grado de intensidad VI en la escala MSK. La causa de este cambio es que el cálculo de la amenaza sísmica actual se ha realizado en términos de intensidad MSK, a partir de los datos actualizados existentes en el catálogo sísmico del Instituto Geográfico Nacional. Para determinar la aceleración horizontal característica a partir de la intensidad MSK, se emplea la siguiente correlación:

$$\text{Log}_{10} a = 0.30103 I - 0.2321 \quad (1)$$

donde a viene expresada en gals (10^{-2} m/s^2). En la figura 6 puede verse la representación gráfica de esta relación y otras expresiones propuestas por diferentes autores y recogidas en el ATC-13. Claramente se observa una gran variación entre una expresión y otra, con un conjunto de valores que se encuentran acotados en la parte superior por la expresión propuesta por Ambraseys y en la parte inferior por la relación de Gutenberg y Richter. Los autores de este trabajo consideran que la expresión que utiliza la NCSE-94 proporciona valores muy conservadores (tal y como puede verse en la Figura 6) que originan niveles de demanda inferiores a los que se podrían esperar en la zona. Así, se ha optado por utilizar una relación que proporciona valores medios que coinciden con los valores definidos por los estudios mencionados. La Tabla 1 muestra los valores de PGA e intensidades MSK finalmente adoptadas para la zona del Eixample.

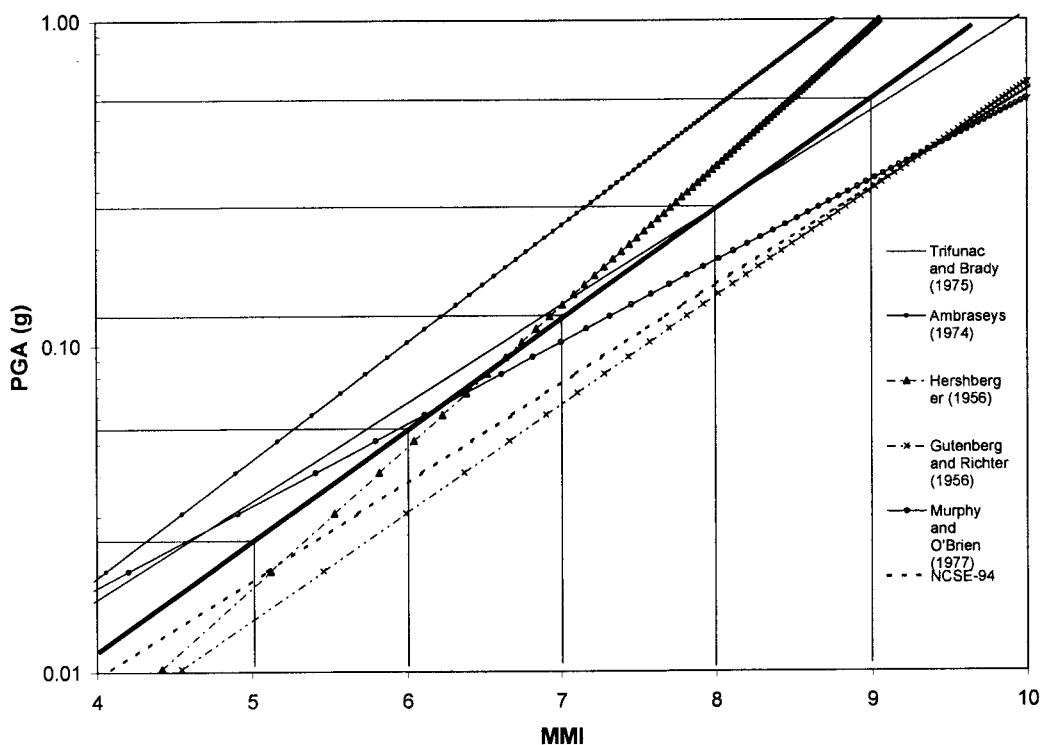


Figura 6. Relaciones entre intensidad MSK y aceleración máxima del terreno.

Tabla 1. Valores de PGA e intensidad MSK para la zona del Eixample.

PGA (g)	Intensidad MSK
0.025	V
0.060	VI
0.130	VII
0.265	VIII
0.580	IX

Con estos valores, se define la demanda sísmica para el Eixample, representada por un espectro de respuesta que, en este caso, corresponde al espectro de diseño propuesto en la

NCSE-94 para un amortiguamiento del 5 % y una aceleración máxima del terreno de 0.06 g, que corresponde al valor asociado a una intensidad sísmica de VI en la escala MSK, de acuerdo a los valores de la **Tabla 1**. No obstante, para determinar el nivel de desempeño y la vulnerabilidad sísmica de una estructura utilizando el método del espectro de capacidad, es necesario que tanto el espectro de respuesta de demanda y la curva de capacidad estén en formato S_a vs S_d , esto es, en las ordenadas las aceleraciones espectrales y en las abscisas los desplazamientos espectrales. Para convertir un espectro del formato estándar S_a vs T a S_a vs S_d , es necesario determinar el valor de S_{d_i} para cada punto sobre la curva S_a vs T . Este puede hacerse utilizando la siguiente ecuación:

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a_i} g \quad (2)$$

donde S_d es el desplazamiento espectral en metros, g es la aceleración de la gravedad (9.8 m/s²), S_a es la aceleración espectral en g y T_i es el periodo en segundos.

La Figura 7 muestra los espectros elásticos de respuesta en formato S_a vs S_d para intensidades de VI, VII y VIII en la escala MSK.

4. CAPACIDAD SÍSMICA (ANÁLISIS PUSHOVER)

4.1 Modelización de la estructura

Para la modelización del edificio del Eixample se ha utilizado el programa TREMURI desarrollado por Lagomarzino, Galasco, y Penna (2002). El programa usa un modelo de macro elementos para representar los paneles de mampostería y considera el daño estructural por medio de modelos teóricos detallados que han sido calibrados a partir de los mecanismos de disipación observados en casos reales. El modelo es útil para describir el comportamiento mecánico no lineal en el plano de los paneles de mampostería y determinar el daño que sufren este tipo de estructuras cuando se ven sometidas a sismos.

El modelo constitutivo implementado en el programa considera los principales mecanismos de daño y disipación de energía que han sido observados en casos reales y que han sido reproducidos por medio de modelos teóricos detallados. En particular el fenómeno de vuelco es modelado por un contacto elástico mono lateral en los dos extremos del macro elemento, mientras que el agrietamiento por cortante se describe a través de una componente de deformación inelástica que tiene en cuenta los efectos de daño y fricción. El comportamiento global de los muros de mampostería considerando los vacíos tales como ventanas y puertas, se obtiene mediante un adecuado ensamblaje de los macro elementos utilizando tanto pilares de mampostería como dinteles. En adelante se entenderá por pilares de mampostería a un grupo de macro elementos ubicados uno encima de otro, mientras que los dinteles corresponden a los macro elementos que se encuentran localizados entre pilares y su orientación es en horizontal.

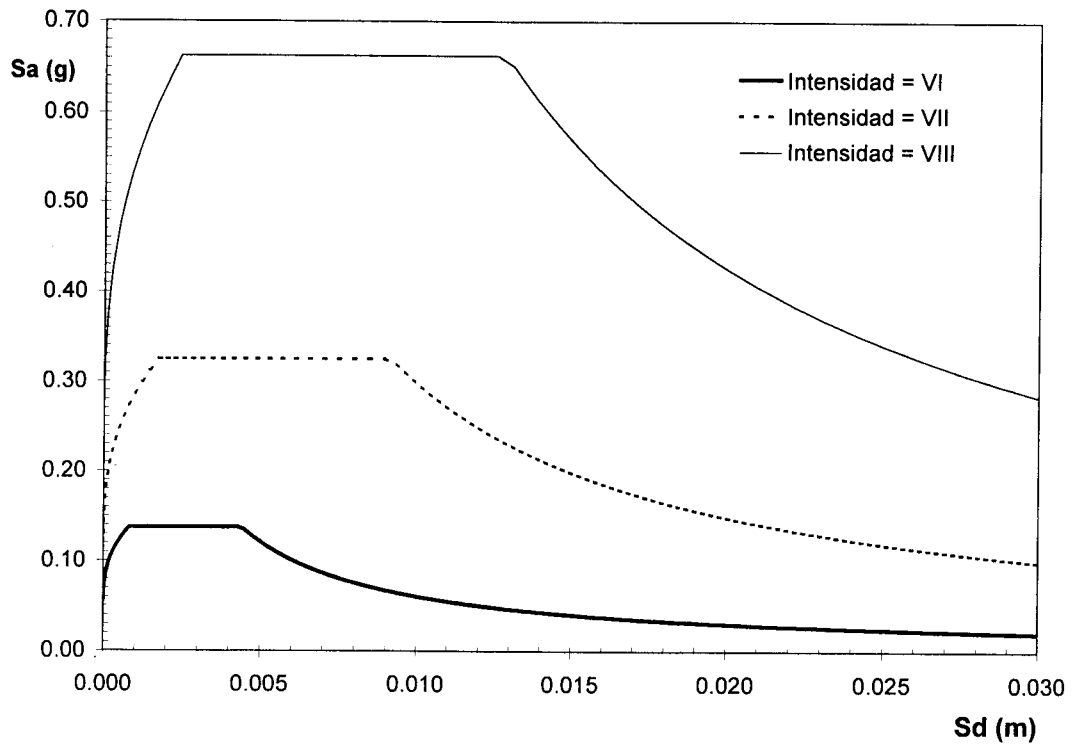


Figura 7. Espectros elásticos de respuesta para intensidades de VI, VII y VIII en la escala MSK.

4.1.1 Modelo de macro elementos

El modelo de macro elementos para construcciones de mampostería se basa en el ensamblaje de muros de cortante conectados unos con otros y con los respectivos diafragmas de piso. La experiencia muestra que los daños por cortante y vuelco están localizados generalmente en ciertas zonas de los muros mientras que otras regiones permanecen casi sin sufrir daños, lo que induce a modelar un muro por medio de macro elementos deformables que pueden experimentar daños y, elementos rígidos, los cuales representan la parte del muro donde no se producen daños.

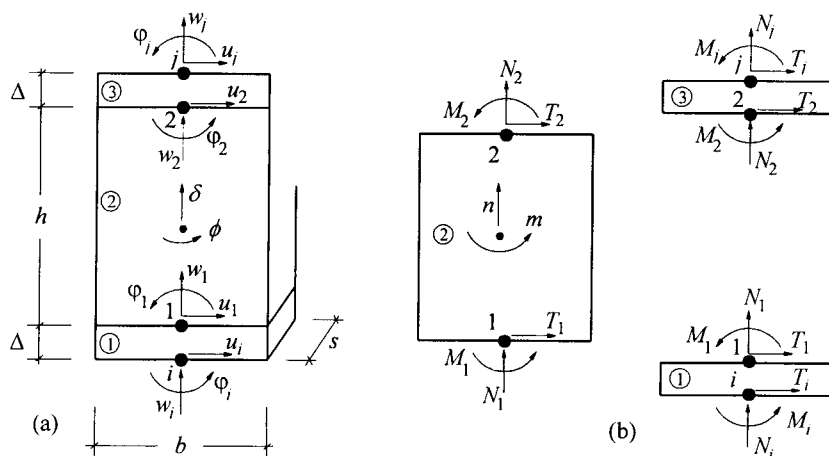


Figura 8. Modelo cinemático del macro elemento.

La Figura 8 muestra las tres subestructuras que conforman un macro elemento: dos capas, inferior ① y superior ③, en las cuales se concentran los efectos de flexión y fuerza axil y una parte central ② que sufre deformaciones por cortante y que no exhibe deformaciones axiales ni de flexión. Un modelo cinemático completo requiere tener en cuenta los tres grados de libertad para cada nodo “i” y “j” en las extremidades, esto es: el desplazamiento axial w , el desplazamiento horizontal u y la rotación φ . Para la zona central, se tienen dos grados de libertad que corresponden al desplazamiento axial δ y a la rotación ϕ (ver figura 8.a).

Así pues, la cinemática se describe mediante un vector de 8 grados de libertad, $a^T = \{u_i \ w_i \ \varphi_i \ u_j \ w_j \ \varphi_j \ \delta \ \phi\}$, el cual se obtiene para cada macro elemento. En esta descripción se asume la hipótesis de que las extremidades tienen espesor infinitesimal ($\Delta \rightarrow 0$).

El mecanismo de vuelco, que tiene lugar gracias a la suposición de que el material no soporta tracciones, es modelado por medio de un contacto mono lateral elástico en las interfaces ① y ③ (k es la rigidez axial por unidad de área). Las ecuaciones constitutivas entre las variables cinemáticas w , φ y las correspondientes cantidades estáticas “n” y “m” son lineales y están desacopladas hasta la condición límite $\left| \frac{m}{n} \right| \leq \frac{b}{6}$, cuando la sección es menor que toda la zona bajo compresión.

Para la subestructura ① se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$N_i = kA(\delta - w_i) + N_i^* \quad (3)$$

$$M_i = \frac{1}{12} kAb^2(\varphi_i - \phi) + M_i^* \quad (4)$$

donde $A = s \cdot b$, corresponde a la sección transversal del panel. La contribución inelástica N_i^* y M_i^* se obtienen a partir de la condición unilateral de contacto elástico perfecto, esto es (Brenich y Lagomarsino, 1998):

$$N_i^* = \frac{-k \cdot A}{8|\varphi_i - \phi|} \left[|\varphi_i - \phi|b + 2(\delta - w_i) \right]^2 H\left(|e_i| - \frac{1}{6}b\right), \quad (5)$$

$$M_i^* = \frac{k \cdot A}{24(\varphi_i - \phi)|\varphi_i - \phi|} \left[(\varphi_i - \phi)b - (\delta - w_i) \right] \left[|\varphi_i - \phi|b + 2(\delta - w_i) \right]^2 H\left(|e_i| - \frac{1}{6}b\right) \quad (6)$$

donde $H(\bullet)$ es la función Heaviside.

La respuesta a cortante del panel se expresa considerando una distribución de deformación de cortante uniforme $\gamma = \frac{u_i - u_j}{h} + \phi$ en la parte central ② e imponiendo una

La respuesta a cortante del panel se expresa considerando una distribución de deformación de cortante uniforme $\gamma = \frac{u_i - u_j}{h} + \phi$ en la parte central ② e imponiendo una relación entre las cantidades cinemáticas u_i , u_j y ϕ y las fuerzas de cortante $T_i = -T_j$. El daño por agrietamiento usualmente está localizado sobre las diagonales donde el deslizamiento tiene lugar a lo largo de las juntas y está representado por una componente de deformación inelástica la cual es activada cuando se alcanza la condición límite de fricción de Coulomb. A partir de la deformación de cortante efectiva del módulo ②, e indicando como G al módulo de cortante elástico, las ecuaciones constitutivas están dadas por los siguientes términos (Brenchich y Lagomarsino, 1998):

$$T_i = \frac{GA}{h}(u_i - u_j + \phi h) + T_i^* \quad (7)$$

$$T_i^* = -\frac{GA}{h} \frac{c\alpha}{1+c\alpha} \left(u_i - u_j + \phi h + \frac{h}{GA} f \right) \quad (8)$$

donde la componente inelástica T_i^* tiene en cuenta el efecto de la fuerza de fricción f , opuesta al mecanismo de deslizamiento e involucra un parámetro de daño α y un coeficiente adimensional que controla la deformación inelástica c . En el marco de éste modelo, la fricción juega el papel de una variable interna gobernada por la siguiente condición límite (Brenchich y Lagomarsino, 1998):

$$\Phi_S = |f| - \mu \cdot N_i \leq 0 \quad (9)$$

donde μ corresponde al coeficiente de fricción. Estas ecuaciones constitutivas pueden representar la variación de la resistencia del panel debido a los cambios en las fuerzas axiales $N_j = -N_i$. El daño, y su efecto sobre las características mecánicas del panel, se describe por medio de la variable de daño α , la cual se incrementa de acuerdo a un criterio de fallo (Brenchich y Lagomarsino, 1998):

$$\Phi_d = Y(S) - R(\alpha) \leq 0, \quad (10)$$

donde $Y = \frac{1}{2} c q^2$ es la rata de liberación de energía por daño, R es la función de resistencia y $S = \{t \ n \ m\}^T$ el vector de fuerzas internas. Asumiendo R como una función creciente de α hasta el valor crítico $\alpha_c = 1$ y decreciente para valores más elevados, el modelo puede representar la degradación de rigidez, la resistencia y la deformación de ablandamiento del panel.

El modelo constitutivo completo para el macro elemento puede ser expresado en la siguiente forma finita:

$$Q = Ka + Q^* \quad (11)$$

donde $Q^* = \{T_i^* \ N_i^* \ M_i^* \ T_j^* \ N_j^* \ M_j^* \ N^* \ M^*\}$ contiene los términos no lineales que se evalúan por medio de las ecuaciones de evolución para la variable de daño α y la fricción f y finalmente K es la matriz de rigidez elástica:

$$K = \begin{bmatrix} GA/h & 0 & 0 & -GA/h & 0 & 0 & 0 & -GA \\ 0 & kA & 0 & 0 & 0 & 0 & -kA & 0 \\ 0 & 0 & kAb^2/12 & 0 & 0 & 0 & 0 & -kAb^2/12 \\ -GA/h & 0 & 0 & GA/h & 0 & 0 & 0 & GA \\ 0 & 0 & 0 & 0 & kA & 0 & -kA & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & kAb^2/12 & 0 & -kAb^2/12 \\ 0 & -kA & 0 & 0 & -kA & 0 & 2kA & 0 \\ -GA & 0 & -kAb^2/12 & GA & 0 & -kAb^2/12 & 0 & GAh + kAb^2/6 \end{bmatrix} \quad (12)$$

Los términos no lineales N^* y M^* se definen mediante la siguiente ecuación:

$$N^* = N_j^* - N_i^*; M^* = -M_j^* - M_i^* + T_i^* h \quad (13)$$

4.1.2 Parámetros del modelo

El modelo de cortante del macro elemento es una simplificación de un modelo continuo más complejo (Gamberotta y Lagomarsino, 1993) cuyos parámetros están directamente correlacionados con las propiedades mecánicas de los elementos de la mampostería. Los parámetros del macro modelo deben ser considerados como representativos de un comportamiento promedio. Además de sus características geométricas, el macro elemento se define a partir de 6 parámetros que se describen a continuación: El modulo de cortante G , la rigidez axial k , la resistencia a cortante de la mampostería f_{vq_0} , el coeficiente adimensional que controla la deformación inelástica c , el coeficiente de fricción global f y el factor β que controla la fase de ablandamiento. Este último factor se define tanto para los pilares β_p como para los dinteles β_d de mampostería.

4.2. Modelo de macro elemento para el edificio del “Eixample”

La **Figura 9** muestra una vista tridimensional y en planta del modelo utilizado para el edificio representativo del Eixample. El modelo está definido por 8 muros en la dirección “x” (muros M1 a M8) y 6 muros en la dirección “y” (muros M9 a M14). Cada muro ha sido considerado como el ensamblaje de las pilares de mampostería, dinteles y elementos tipo barra (en algunos muros) conectados a los nodos del modelo por extremidades rígidas. Todos los nodos tienen 5 grados de libertad (3 componentes de desplazamiento y 2 de rotación alrededor de los ejes x, y) excepto los nodos de la base del modelo. Las losas y techos se han modelado como una membrana de elementos finitos ortotrópica, definida por 3 o 4 nodos conectados con los nodos tridimensionales de cada nivel. Se identifica una dirección principal, la cual se caracteriza por su módulo de elasticidad E_1 y la dirección perpendicular a

Los ladrillos son el material básico de la construcción, siendo utilizado ampliamente en muros, escaleras, revoltones y en las cubiertas. Consiste básicamente en unidades de arcilla cocida las cuales pueden ser macizas o con agujeros. La forma varía dependiendo del tipo y uso que se le dé a estas piezas, no obstante las dimensiones más utilizadas son unidades de 30 x 15 con espesores que varían entre 3 y 11 cm. La producción de estas piezas se realizaba de forma manual hasta principios del siglo XX ya que a partir de entonces se implementó un sistema mecánico que mejoró considerablemente la compactación de las piezas y como consecuencia directa se redujo la porosidad obteniendo así piezas más homogéneas y con una forma mucho más regular, lo que hizo más fácil su colocación en obra.

El mortero comúnmente utilizado en el Eixample es de cal, la cual comúnmente se conoce con el nombre de cal gruesa o cal ordinaria, para distinguirla de la cal hidráulica. El amplio uso que se le dio a este material estuvo asociado a la tradición constructiva, a los hábitos de consumo y, aparentemente a su capacidad resistente que para principios del siglo XX se consideraba más que adecuada.

Hasta 1920, año en el cual comienza a funcionar el laboratorio de ensayos de la Universidad Industrial de Barcelona, las propiedades mecánicas de estos materiales se determinaban de forma empírica. A partir de este momento se realizaron algunos ensayos, aunque las dispersiones obtenidas fueron bastante elevadas. Hasta la fecha los autores desconocen si existen estudios rigurosos que permitan definir con certeza las propiedades mecánicas de los materiales que conforman este tipo de sistema constructivo. En casos como éste suele ser útil la opinión y el juicio de expertos a partir de comportamientos observados en otras regiones donde las características del sistema estructural y de los materiales pueden ser similares. Tal es el caso de Barcelona, en donde se sabe claramente que la gran mayoría de las estructuras existentes carecen de un diseño sísmico y sólo consideran las cargas gravitatorias y de viento, lo cual induce a pensar en que la respuesta de estas estructuras frente a éste tipo de acciones puede ser muy mala. Adicionalmente, se conoce el proceso constructivo empleado en la ciudad lo cual permite claramente identificar las bondades y desventajas de éste tipo de sistema (Mañà, 1997).

Por lo anterior, en este trabajo se utilizan funciones de distribución de probabilidad caracterizadas por un valor medio y una covarianza para los principales parámetros del modelo. La definición del valor medio de cada parámetro se ha hecho a partir de la opinión de expertos, constructores y arquitectos, los cuales han proporcionado información suficiente como para definir un primer modelo. Sin embargo, debido al carácter subjetivo de ésta información, se optó por considerarlos como variables aleatorias para tener en cuenta su incertidumbre. A continuación se describen las principales propiedades mecánicas de los materiales utilizados para definir el modelo tipo del Eixample.

- Mampostería

Módulo de elasticidad del muro, $E = 2.10 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$

Módulo de cortante, $G = 0.7 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$

Resistencia a cortante, $\sigma_c = 1.0 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$

Factor de ablandamiento para pilares, $\alpha_p = 0.5$

Factor de ablandamiento para dinteles, $\alpha_d = 0.05$

- Pilares de fundición

Módulo de elasticidad, $E_s = 2.10 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$

Peso específico, $\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$

- Pilares de hormigón

Modulo de elasticidad, $E_h = 2.8 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$

Peso específico, $\rho_h = 2500 \text{ kg/m}^3$

- Losas

Modulo de elasticidad en la dirección principal, $E_1 = 4.20 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$

Modulo de elasticidad en la dirección perpendicular, $E_2 = 4.20 \cdot 10^7 \text{ N/m}^2$

Módulo de cortante, $G = 0.4 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$

De todas estas propiedades, se han definido como variables aleatorias los parámetros que se muestran en la Tabla 2, los cuales son considerados como los más representativos dentro de la respuesta estructural de éste tipo de edificios. Se ha utilizado para las tres variables la función de distribución de probabilidad Normal, donde la media de cada parámetro corresponden al valor propuesto por los expertos y la covarianza ha sido definida de tal forma que se cubra el rango principal de variación de cada parámetro.

Tabla 2. Funciones de distribución, valores medios y covarianzas de las variables aleatorias consideradas para el modelo.

Parámetro	Función de distribución	Media	Covarianza
Módulo de elasticidad E	Normal	$2.1 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$	0.3
Resistencia a cortante, τ	Normal	$1.0 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$	0.3
Factor β_p	Normal	0.5	0.3

4.3 Análisis estático no lineal (análisis pushover)

La capacidad de una estructura para resistir acciones sísmicas usualmente se define mediante una curva que relaciona el cortante en la base actuando sobre el edificio, con el desplazamiento horizontal en la parte superior de la estructura. Esta curva se conoce con el nombre de curva de capacidad y se obtiene a partir de un análisis estático no lineal (análisis pushover) mediante el cual se somete la estructura a un patrón de cargas o desplazamientos (usualmente corresponde a las fuerzas propuestas directamente por las diferentes normativas de diseño o al primer modo de vibración de la estructura respectivamente) que se incrementan paulatinamente hasta alcanzar la capacidad máxima de la estructura. El análisis donde sólo se lleva a cabo un control en el incremento de fuerzas, no permite finalmente llegar hasta el punto límite de manera gradual, lo que impide controlar la ductilidad de la estructura. Por este motivo, el programa TREMURI usa un nuevo algoritmo para el análisis pushover con control de desplazamientos y fuerzas. Este efectivo algoritmo se basa en la transformación del problema del pushover en un análisis donde se controla el movimiento de un sistema de un grado de libertad pero sobre un sistema modificado a través de una adecuada redefinición de la matriz de rigidez (Galasco, Lagomarsino y Penna, 2001).

Se considera por simplicidad un sistema elástico genérico. El sistema está definido por “ n ” grados de libertad, de los cuales los primeros “ m ” son libres y los restantes “ i ” permanecen ligados. El problema es resuelto imponiendo un campo de fuerzas que induce un movimiento específico a una de las coordenadas libres (una descripción más detallada de este procedimiento puede encontrarse en Galasco, Lagomarsino y Penna, 2001).

4.3.1 Análisis modal

La curva de capacidad es generalmente construida para representar el primer modo de respuesta de una estructura, basándose en la suposición de que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante. Esto es generalmente válido para construcciones con periodos fundamentales de vibración hasta aproximadamente 1 segundo. Para construcciones más flexibles con un periodo fundamental mayor, deben considerarse los efectos producidos por los modos más altos. Lo anterior supone que previamente a realizar un análisis pushover deberá llevarse a cabo un análisis modal que permita definir las frecuencias y los modos de vibrar. El análisis numérico se ha realizado con el método de los elementos finitos mediante el programa de ordenador TREMURI. La **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** muestra los tres primeros periodos de vibración y los factores de participación modal del modelo tipo del Eixample.

Tabla 3. Periodos y factores de participación del análisis modal.

Modo	Frecuencia (Hz)	Período (s)	Masa participante (toneladas)		
			X	Y	Z
1	1.143	0.875	1488.34 (89 %)	0 (0 %)	0 (0 %)
2	1.855	0.539	3.49 (0.21 %)	0 (0 %)	0 (0 %)
3	1.950	0.513	0 (0 %)	1332.11 (82 %)	0 (0 %)

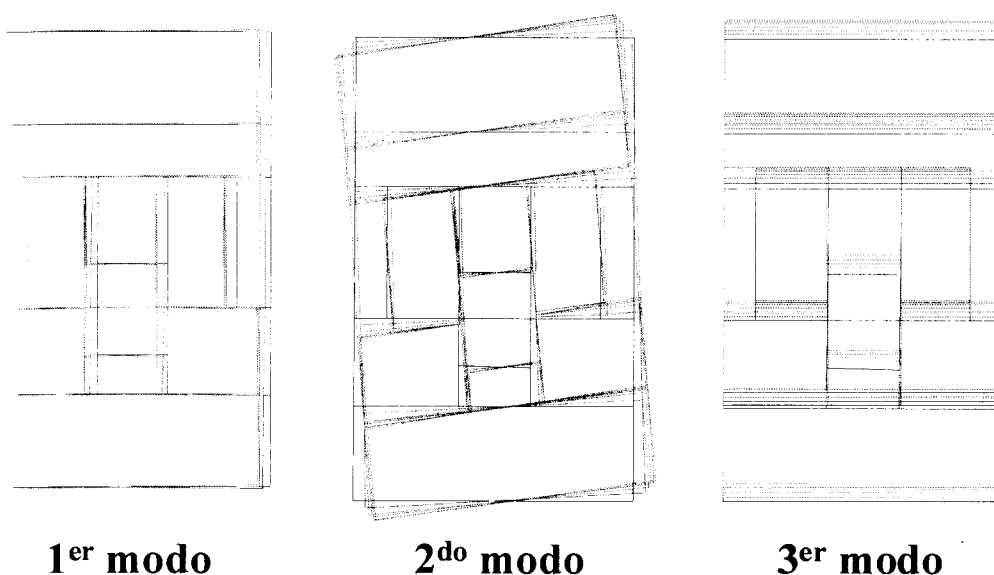


Figura 11. Los tres primeros modos de vibración del modelo.

Los tres primeros modos de vibración se muestran en la Figura 11. El primer modo de vibración corresponde a una traslación en la dirección transversal “x”, el segundo modo es rotacional y, finalmente el modo de interés en éste caso es el tercero, ya que es el de traslación en la dirección longitudinal “y” que, en éste caso, es la que interesa para realizar el análisis.

4.3.2 Curva de capacidad

TREMURI para cada forma modal proporciona el correspondiente campo de fuerzas obtenido como el producto entre la matriz de masa y el correspondiente auto vector del modo considerado. Por lo tanto para el caso del modelo tipo del Eixample, es posible determinar una distribución de fuerzas coherente con el tercer modo de vibración. Se trata de una forma modal de flexión y orientada principalmente a lo largo del eje “Y” y por lo tanto involucra los muros 9, 10, 11, 12, 13 y 14 **Figura 9**. No obstante por simplicidad, solo se aplicarán las cargas a los muros 9 y 14 que son los que realmente proporcionan la mayor rigidez en esa dirección. La Figura 12 muestra el patrón de cargas aplicado a los muros correspondientes.

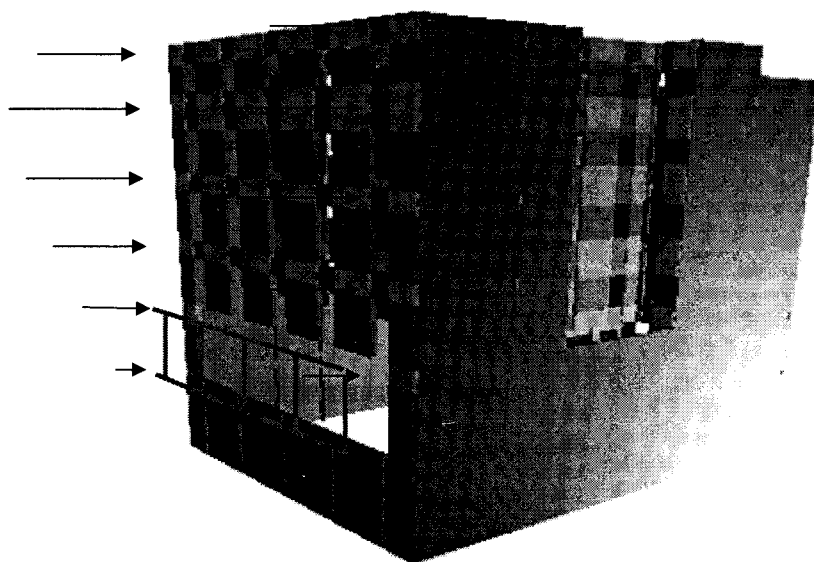


Figura 12. Sistema de fuerzas horizontal aplicado al edificio para el análisis pushover.

Ejecutando un análisis pushover con éste patrón de fuerzas e incrementando el desplazamiento en la dirección “Y” en un nodo perteneciente a los muros mencionados, se obtiene la curva de capacidad correspondiente al tercer modo de vibración. Esta curva describe la relación entre el cortante en la base y el desplazamiento de un sistema equivalente de un grado de libertad, caracterizado por el periodo y la masa modal del tercer modo de vibración. La respuesta del modelo tipo del Eixample se define por medio de las curvas de capacidad obtenidas a partir de la técnica de simulación por Monte Carlo. Así, se generan 100 muestras para cada variable aleatoria y se define un modelo para cada grupo de muestras, con lo cual se obtienen en total 100 curvas de capacidad. Para el proceso de simulación y análisis se ha utilizado una avanzada herramienta computacional, STAC (STAC, 2002), que sirve de entorno para realizar éste tipo de estudios. La Figura 13 muestra cuatro curvas

de capacidad, esto es: una curva obtenida de forma determinista tomando los valores medios de los parámetros, la curva correspondiente al valor medio punto a punto de las 100 curvas de capacidad y las dos curvas correspondientes a las desviaciones estándar por arriba y por debajo del valor medio.

Si se observan las cuatro curvas de la Figura 13, puede verse que para la curva determinista se alcanzan valores de capacidad superiores y se tiene una estructura más rígida, lo cual implica un fallo de tipo mucho más frágil. El comportamiento hasta la capacidad máxima es muy similar a la curva media + desviación ($\mu+\sigma$), no obstante, a partir de este punto los modos de fallo son diferentes. Puede pensarse que el caso determinista es una cota superior para éste modelo, lo cual supone que a lo sumo, el comportamiento de la estructura puede llegar a ser tal y como se muestra en la curva correspondiente. Así, se puede concluir claramente que utilizando la curva de capacidad media obtenida mediante simulación por Monte Carlo junto con las curvas asociadas a la desviación de la media, se representa adecuadamente la respuesta del modelo tipo del Eixample. Se hace pues así patente que la capacidad y el desplazamiento máximo de esta estructura no corresponde a un valor único, sino a un intervalo de valores caracterizado por un valor medio, es decir a una tipología estructural.

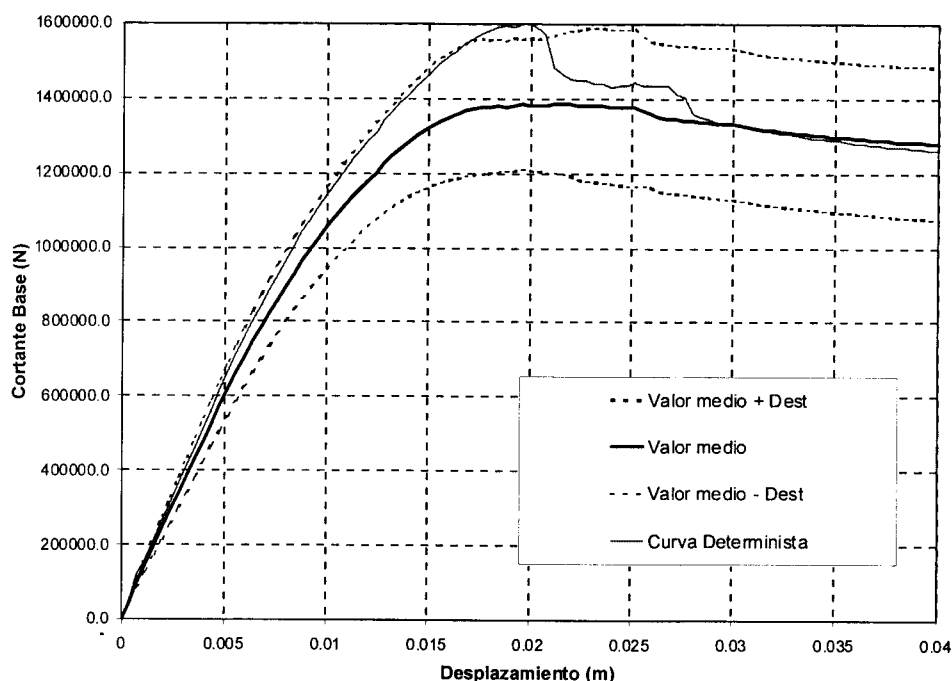


Figura 13. Curvas de capacidad: media (μ), media + 1 desviación ($\mu+\sigma$), media - 1 desviación ($\mu-\sigma$) y curva determinista.

4.3.3 Espectro de capacidad

La curva de capacidad debe ser también representada en formato de aceleración y desplazamiento espectral, el cual es conocido con el nombre de espectro de capacidad. Para obtener las aceleraciones espectrales Sa_i se dividen los valores de cortante en la base V_i por la masa modal del tercer modo de vibración, $m_3 = 1332.11$ toneladas, esto es:

$$Sd_i = \frac{V_i}{m_3 * g} \quad (14)$$

Los desplazamientos espectrales Sd_i se obtienen a partir de los desplazamientos obtenidos del análisis estático Δ_i mediante la siguiente expresión:

$$Sd_i = \Delta_i * \alpha_2 \quad (15)$$

donde α_2 corresponde a la fracción de la altura del edificio en la ubicación del desplazamiento del modo pushover y se obtiene imponiendo la condición de que el espectro medio de capacidad sea tangente en el origen a una recta con pendiente igual al periodo de un sistema de un grado de libertad equivalente, que en este caso corresponde al periodo del tercer modo de vibración ($T_3 = 0.513$ s).

La Figura 14 muestra los espectros de capacidad correspondientes al valor medio, al valor medio $\pm$ una desviación típica y la recta mencionada.

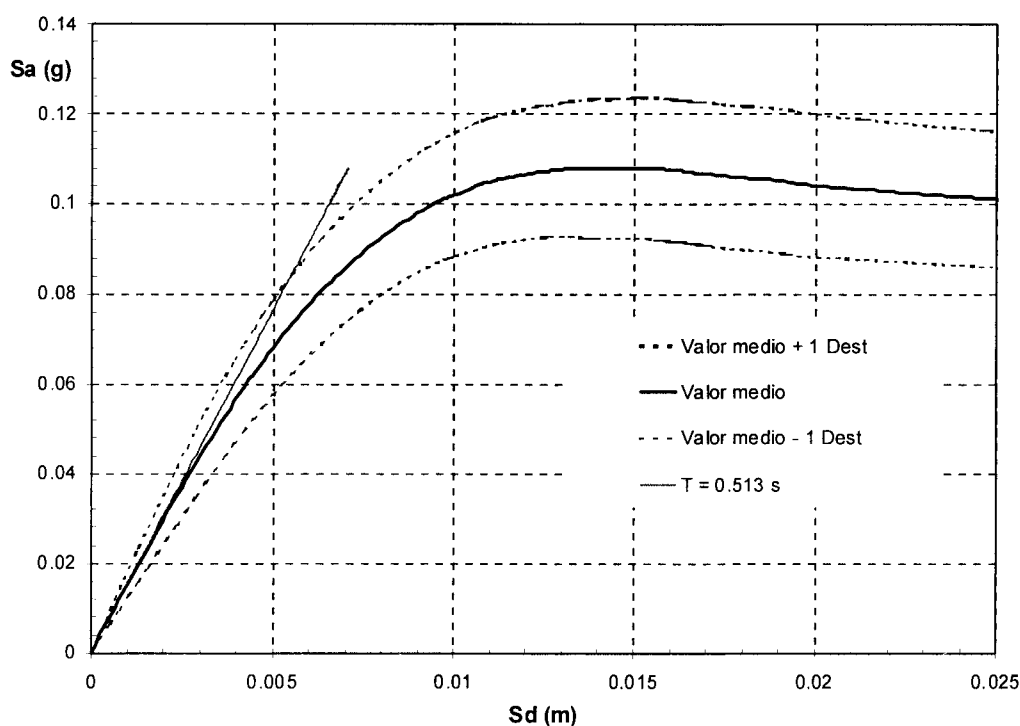


Figura 14. Espectro de capacidad Medio, Medio + 1 σ , Medio - 1 σ .

5. DEFINICIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE DAÑO

Sobre una curva de capacidad es posible representar los límites de los estados de daño que, en éste caso, son cinco: ninguno, leve, moderado, severo y colapso. Para definir los

correspondientes límites se utilizan los propuestos por Calvi (1999) para estructuras de mampostería no reforzada, en función de la deriva máxima de entre piso (ver Tabla 4).

Tabla 4. Límites de los estados de daño para estructuras de mampostería no reforzada (Calvi,1999).

Estado de daño	Intervalo de deriva
Ninguno	$\delta \leq 0.045$
Leve	$0.045 < \delta \leq 0.1$
Moderado	$0.1 < \delta \leq 0.3$
Severo	$0.3 < \delta \leq 0.5$
Colapso	$\delta > 0.5$

El proceso para la representación gráfica de estos puntos sobre el espectro de capacidad se describe a continuación:

1. Se construye una gráfica que relaciona los valores de desplazamiento espectral con las correspondientes derivas máximas obtenidas en cada paso del análisis (ver Figura 15).

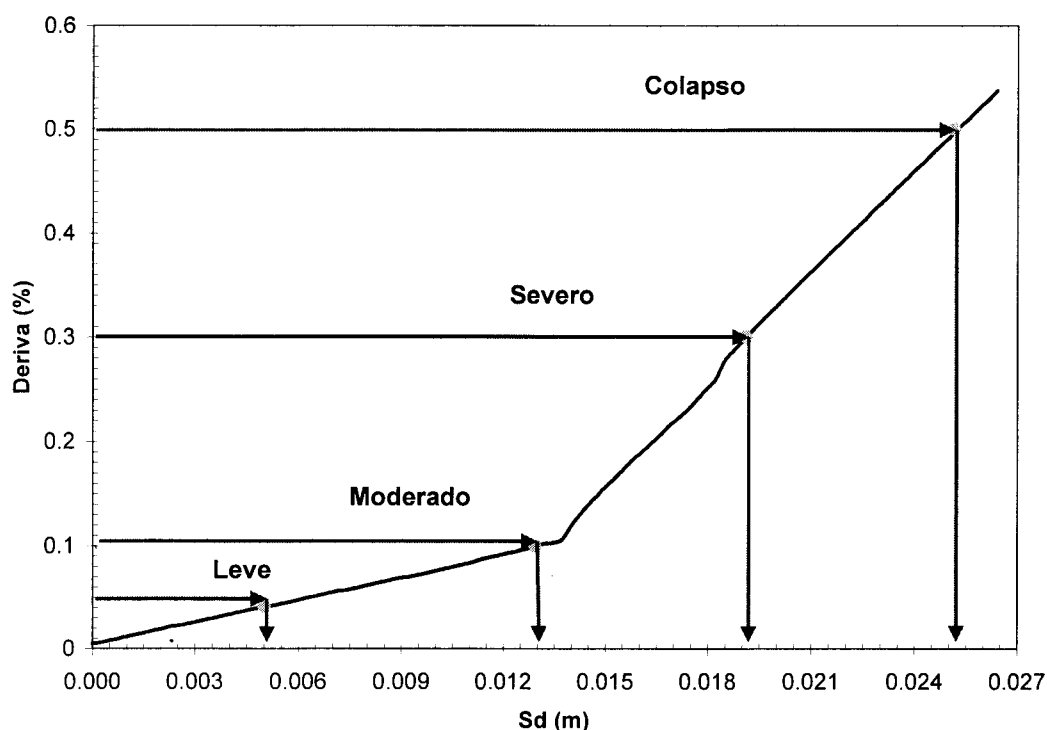


Figura 15. Definición de los límites de los estados de daño.

2. Se entra a la curva mostrada en la Figura 15 con los valores límite de derivas de la Tabla 4, y se encuentran los puntos de intersección, de tal forma que para cada valor de deriva se tiene un desplazamiento espectral que permite definir los límites de los estados de daño.

3. Con los valores de desplazamiento espectral encontrados en el paso anterior, se definen los límites de los estados de daño directamente en el espectro de capacidad, tal y como puede verse en la **Figura 16**.

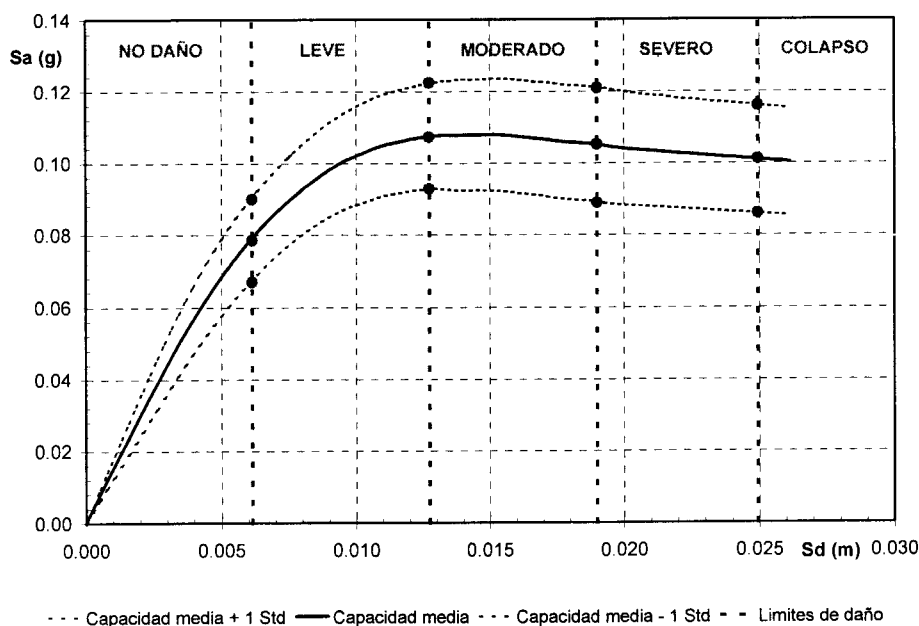


Figura 16. Espectro de capacidad y estados límites de daño.

6. NIVEL DE DESEMPEÑO Y VULNERABILIDAD SÍSMICA

La evaluación del nivel de desempeño de una estructura ante una cierta demanda, usualmente se determina superponiendo el espectro de capacidad con el espectro que caracteriza la demanda existente en la zona donde se encuentra localizada la estructura que se desea evaluar. Existen varios métodos para llevar a cabo ésta evaluación, sin embargo en este trabajo se ha utilizado el método del espectro de capacidad (Fajfar, 1999).

En la Figura 17, se pueden observar los espectros de capacidad y demanda superpuestos, lo cual permite identificar el tipo de respuesta del edificio analizado. La localización del punto de desempeño debe satisfacer dos condiciones: 1) el punto debe estar sobre la curva del espectro de capacidad para representar la estructura en un desplazamiento dado, y 2) el punto debe estar sobre la curva del espectro de demanda, reducido si es necesario, a partir del espectro de diseño correspondiente al 5 % de amortiguamiento, para representar la demanda no lineal en el mismo desplazamiento estructural.

La reducción del espectro de demanda, depende de la localización del punto de intersección de ambos espectros, con lo cual si el punto cae dentro de la parte elástica de la estructura, esto es, la zona de la curva de capacidad con pendiente constante, se dice que la estructura no entra en el rango no lineal y por consiguiente no es necesario reducir el espectro de demanda. Para el caso contrario, el espectro reducido se obtendrá a partir del amortiguamiento que ocurre cuando un sismo conduce a una estructura dentro del rango inelástico. Este amortiguamiento puede verse como una combinación de amortiguamiento viscoso que es inherente a la estructura y un amortiguamiento histerético. El amortiguamiento

histerético está relacionado con el área dentro de los lazos que se forman cuando se representa la relación de la fuerza sísmica (cortante en la base) y el desplazamiento de la estructura.

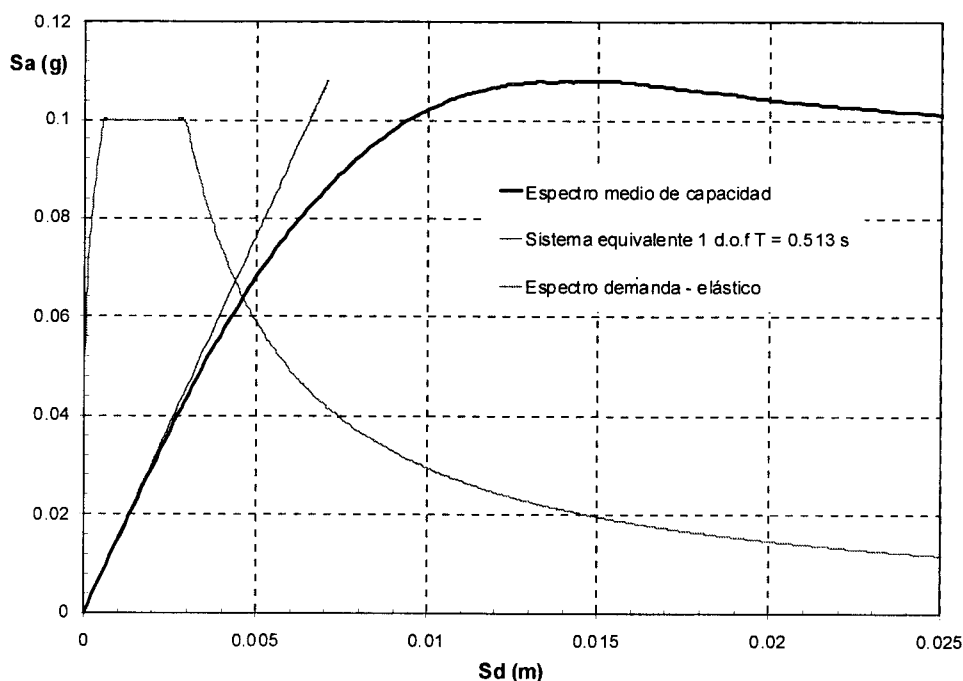


Figura 17. Espectro de capacidad y espectro de respuesta elástica para la zona del Eixample en Barcelona.

El amortiguamiento histerético puede ser representado como un amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} utilizando algunas de las expresiones que se encuentran disponibles en la literatura, esto es:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (16)$$

donde β_0 es el amortiguamiento histerético representado como amortiguamiento viscoso equivalente. El término β_0 puede ser calculado como (Chopra,1995):

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (17)$$

E_D corresponde a la energía disipada por amortiguamiento y E_{S_0} es la energía de deformación máxima. La figura 18 muestra el significado físico de ambos términos.

Operando y haciendo algunas simplificaciones de tal forma que éste amortiguamiento se exprese en función de los puntos que caracterizan la curva bilineal del espectro de capacidad, la ecuación (16) se convierte en:

$$\beta_{eq} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (18)$$

(d_y, a_y) y (d_{pi}, a_{pi}) son las coordenadas espectrales del punto de cedencia y capacidad última de la estructura, respectivamente. Una descripción más detallada de la obtención de estas coordenadas puede encontrarse en el ATC-40 (ATC-40, 1996).

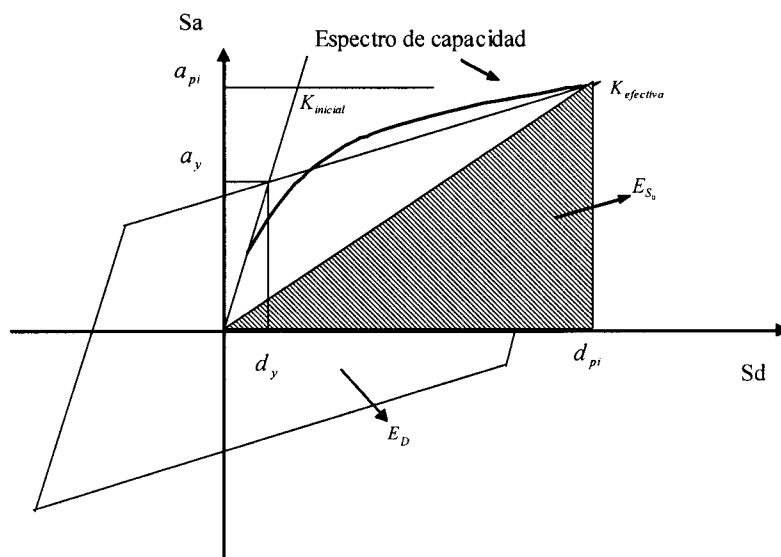


Figura 18. Derivación del amortiguamiento efectivo para obtener el espectro reducido (ATC-40, 1996).

Para obtener el espectro reducido o espectro inelástico, se utilizan las expresiones desarrolladas por Newmark y Hall (1982), esto es:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eq})}{2.12} \quad (19)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eq})}{1.65} \quad (20)$$

SR_A y SR_V corresponden a los factores de reducción que se aplican a la zona del espectro con aceleración y velocidad constante, respectivamente (ver Figura 19).

La ecuación

(18) utilizada para el cálculo del amortiguamiento equivalente, puede sobreestimar los niveles reales de amortiguamiento para el caso de estructuras poco dúctiles. Para evitarlo, se utiliza un factor de modificación del amortiguamiento κ , esto es:

$$\beta_{eq} = \frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (21)$$

Este factor depende del comportamiento estructural del edificio, el cual a su vez depende de la calidad del sistema sismorresistente y de la duración del sismo (ATC-40, 1996). Para el caso del modelo de edificio del Eixample, se ha utilizado $\kappa = 0.33$ que corresponde a un tipo de estructuras con un comportamiento histerético pobre y con una reducción substancial del área de los ciclos de carga y descarga, es decir, con un estrechamiento fuerte. Se ha elegido este valor por considerarse el más representativo de estructuras con poca capacidad de disipar energía, como es el caso de las estructuras de mampostería no reforzada de Barcelona.

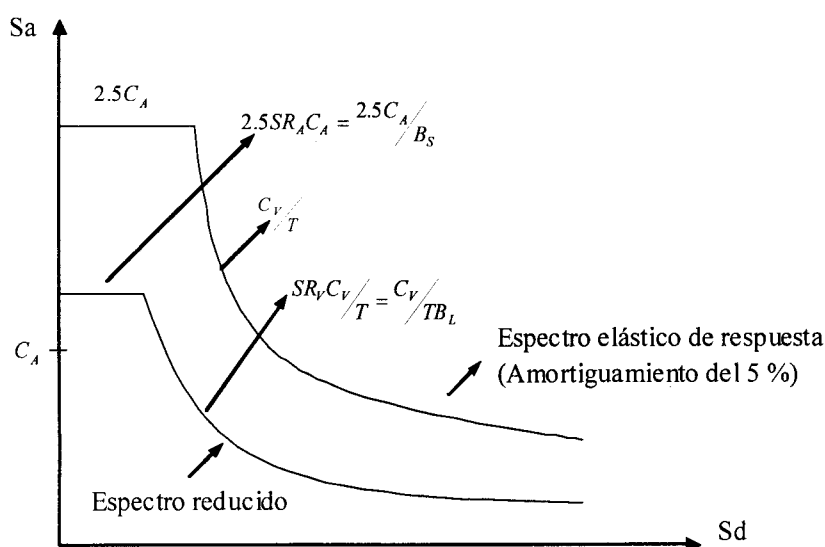


Figura 19. Espectro de respuesta reducido (ATC-40, 1996).

Para el caso del modelo tipo del Eixample, la Figura 20 muestra la intersección de las tres curvas de capacidad con los 2 espectros reducidos de demanda para intensidades de VI y VII en la escala MSK.

Los puntos que se muestran en la intersección de los espectros de capacidad y demanda, corresponden al nivel de desempeño sísmico de la estructura del Eixample. La Tabla 5 muestra estos valores, junto con el estado de daño correspondiente para cada uno de ellos.

Tabla 5. Niveles de desempeño y daño en la estructura tipo el Eixample.

		Sd (m)	Sa (g)	Nivel de daño
Demanda Intensidad = VI	Media + 1 Std	0.0061	0.0899	No daño
	Media	0.0066	0.0828	Leve
	Media - 1 Std	0.0071	0.0747	Leve
	Media + 1 Std	0.0121	0.1213	Leve

Demanda Intensidad = VII	Media	0.0135	0.1077	Moderado
	Media - 1 Std	0.0158	0.0919	Moderado

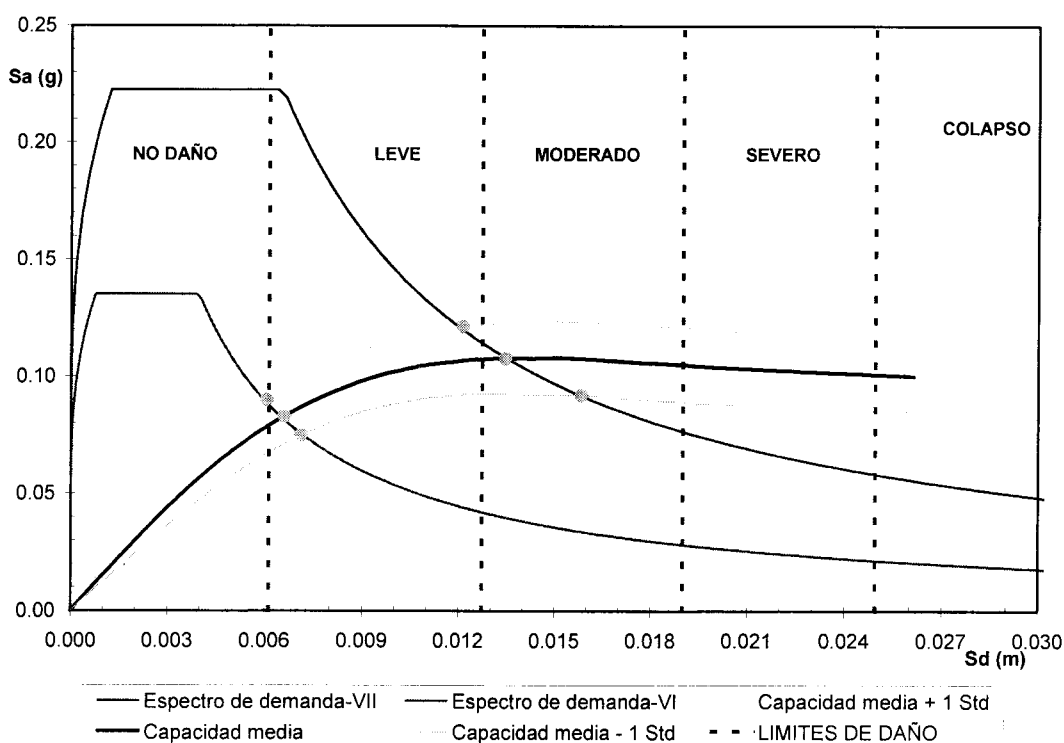


Figura 20. Nivel de desempeño de la estructura tipo del Eixample.

7. CONCLUSIONES

El principal aporte de éste trabajo está en la identificación de la vulnerabilidad de los edificios de mampostería no reforzada construidos en la zona del Eixample. El uso del método de Monte Carlo permite no solo considerar las incertidumbres en los parámetros del modelo, sino también representar el comportamiento medio y el rango de variación de un conjunto de estructuras que se ajustan a un modelo tipo de edificio. Así, los resultados muestran una variación del nivel de daño dentro de un mismo modelo. Para el caso de una intensidad VI, algunos edificios pueden presentar daños leves, mientras que otros pueden no presentar ningún tipo de daño estructural. Adicionalmente, para una intensidad VII, la mayoría de las estructuras experimentarían daños moderados y para una intensidad mayor o igual a VIII, la totalidad de los edificios de ésta tipología colapsarían, ya que la demanda supera considerablemente la capacidad sísmica de la estructura. Esta es la razón por la cual no se muestran los resultados correspondientes a una demanda de intensidad VIII.

Los autores consideran que esta variación el comportamiento sísmico de esta tipología estructural, es razón suficiente para que deba aplicarse la norma NCSE-94 en la ciudad de Barcelona, tal y como se pueden comprobar en los cambios incluidos en la reciente normativa de diseño sismorresistente NCSE-02. De esta forma, muchas de las estructuras deberán ser

intervenidas, con el fin de asegurar su buen desempeño ante la amenaza sísmica existente en la zona.

REFERENCIAS

- ATC-13 [1985] (Applied Technology Council), *Earthquake damage evaluation data for California*, Funded by Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- ATC-40 [1996] (Applied Technology Council), *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, Report No. SSC 96-01.
- Barbat, A. H., Yépez, F. and Canas, J.A. [1996] "Damage scenarios simulation for seismic risk assessment in urban zones", *Earthquake Spectra*, 12 (3), 371-394.
- Barbat, A. H. y Paz, M. [1994], *International handbook of earthquake engineering, codes, programs and examples*, edited by Mario Paz, pp. 431-446.
- Brencich, A. and Lagomarsino, S. [1998] "A macroelement dynamic model for masonry shear walls", *Computer Methods in Structural Masonry-4*, edited by G.N.Pande, J. Middleton and B. Kralj.
- Caicedo, C. [1993] "Vulnerabilidad sísmica en zonas urbanas. Aplicación a un sector del Eixample de Barcelona", Tesis doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Calvi, M.C. [1999] "A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.3, No. 3, 411-438.
- Chávez, J. [1998] "Evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo sísmico a escala regional: Aplicación a Cataluña", Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Chopra, A.K. [1995] "Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering", Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
- Fajfar, P. [1999] "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra", *Earthquake engineering and structural dynamics*, Vol. 28, pp. 979-993.
- Galasco, A., Lagomarsino, S., y Penna, A. [2001] "Analisi sísmica non lineare a macroelementi di edifici in muratura", X Congresso Nazionale L'ingegneria Sismica in Italia", Potenza-Matera 9-13.
- Galasco, A., Lagomarsino, S. y Penna, A. [2002] TREMURI Program: Seismic Analyser of 3D masonry buildings.
- Gambarotta, L. and Lagomarsino, S. [1993] "A microcrack damage model for brittle materials", *International Journal Solids and Structures*, 30, pp. 177-198.
- Mahaney, J.A., Paret, T. F., Kehoe, B.E. and Freeman, S. A. [1993] *The capacity spectrum method for evaluating structural response during the Loma Prieta earthquake*, Proc., 1993 Nat. Earthquake Conf., Central U.S. Earthquake Consortium, Memphis, Tenn., 2, 510-510.

- Mañà, F. [1997] “Vulnerabilitat sísmica dels edificis de la ciutat de Barcelona”. Institut de Tecnologia de la Construcció de Catalunya, Barcelona.
- Mena, U. [2002] “Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas”. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Ministerio de Fomento [2000] “Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-94: Parte General y Edificación.
- Ministerio de la vivienda [1963] “Norma M.N. 101-1962. Acciones en la edificación. Decreto 17 (195/1963), Madrid, España.
- Newmark, N.M. and W.J. Hall. [1982] “Earthquake Spectra and Design. EERI Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- Presidencia del gobierno, comisión interministerial [1969] “ Norma sismorresistente P.G.S.-1 (1968). Decreto 106, Madrid, España.
- Presidencia del gobierno, comisión interministerial [1974] “Norma sismorresistente P.D.S.-1. Decreto 3209, Madrid, España.
- STAC [2002] “Stochastic análisis computational”.
- Yépez, F. [1996] “Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras aplicando técnicas de simulación”, Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

Mecanismo de transmisión de cargas perpendiculares al plano del muro en muros de mampostería no reforzada

Juan Diego Jaramillo

Profesor Investigador
Dpto. de Ingeniería Civil
Universidad EAFIT
Medellín – Colombia

RESUMEN

Este informe es parte de un proyecto de investigación que pretende estudiar los mecanismos de resistencia sísmica de la mampostería no reforzada. En lo que sigue se explora un mecanismo de transmisión de cargas inerciales perpendiculares al plano de muros de mampostería no reforzada que se presenta como promisorio para tratar de explicar el comportamiento adecuado o no de algunas de estas edificaciones cuando son sometidas a sismos intensos. Los resultados del modelo propuesto se comparan con los resultados del ensayo en mesa vibradora de dos muros a escala natural instrumentados con sensores extensométricos, acelerómetros y medidores de desplazamiento. Los resultados analíticos coinciden bastante bien con los resultados experimentales.

SUMMARY

This report is part of a research project intended to study the seismic resistance mechanisms of unreinforced masonry. A new mechanism for transmitting inertial loads acting perpendicular to the plane of masonry walls is explored. The proposed mechanism is promissory for explaining the adequacy or not of some of these type of constructions when subjected to intense earthquakes. Analytical results of the proposed mechanism are compared to experimental results obtained from walls tested on a shaking table and instrumented with strain gauges, accelerometers and displacement sensors. Two full scale walls were tested on the shaking table and the experimental results agree very well with the analytical predictions.

1. INTRODUCCIÓN

Actualmente, la mampostería no reforzada está prohibida como sistema estructural por una gran cantidad de códigos de construcción sismo resistente en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta a lo largo del mundo; entre ellos se incluye el de Colombia desde su versión inicial en 1984.

Las experiencias de sismos intensos recientes en Colombia muestran una vulnerabilidad media de este tipo de construcciones, pero no es muy claro si este nivel de vulnerabilidad se debe a los materiales en sí, a una mala disposición de los elementos dentro

de la estructura, a malos detalles de conexión con otros elementos importantes dentro de la estructura como el sistema de techo, o a una combinación de los anteriores.

Es claro, también, de los escenarios de daños por sismos recientes que, en un mismo sector dentro de una ciudad fuertemente golpeada por un sismo, algunas edificaciones de mampostería no reforzada sufren daños severos e incluso colapso, mientras que algunas otras no presentan daño alguno. Este hecho apoya la idea de que con determinadas disposiciones de elementos dentro de la estructura, cuidando los detalles de conexión entre los elementos e incorporando un sistema de control de calidad durante la ejecución de la obra es posible alcanzar niveles de vulnerabilidad aceptables para edificaciones de mampostería no reforzada de baja altura. Este objetivo es particularmente atractivo en un país como Colombia donde gran cantidad de la población vive en situaciones económicas precarias y donde no siempre se logra implementar el tipo de construcción de mampostería no reforzada pero confinada tal como lo estipula el código.

Este informe es parte de un proyecto de investigación que pretende estudiar los mecanismos de resistencia sísmica de la mampostería no reforzada. En lo que sigue se explora un mecanismo de transmisión de cargas inerciales perpendiculares al plano de muros de mampostería no reforzada que se presenta como promisorio para tratar de explicar el comportamiento adecuado o no de algunas de estas edificaciones cuando son sometidas a sismos intensos.

2. PLANTEAMIENTO DEL MODELO

En lo que sigue se hará referencia a la nomenclatura definida en las figs. 1 y 2. En la fig. 1 se muestra la orientación del muro en estudio respecto a la aceleración solicitante y los ejes de referencia, X , Y y Z que indican: la dirección perpendicular al plano del muro, la dirección horizontal a lo largo del muro y la dirección vertical, respectivamente.

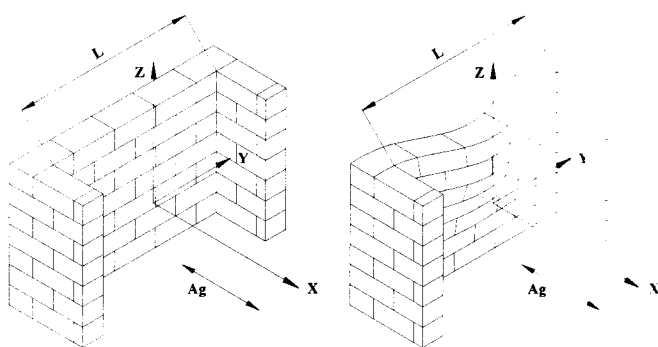


Figura 1. Orientación del muro respecto a la aceleración en la base y deformación de éste.

Cuando el muro se somete a una aceleración en la base A_g , las fuerzas inerciales que se generan debido a la masa distribuida del muro hacen que este se deforme por fuera del plano como se ilustra en la fig. 1. Un corte vertical a través del centro del muro muestra que el muro se deforma en doble curvatura y ésta es casi nula en el tramo superior. Un corte horizontal cercano al borde libre, en la parte superior del muro, indica que el muro también se deforma en doble curvatura y la máxima aparece en el centro del muro. Lo anterior indica que en el

tramo superior del muro, la mayoría de las fuerzas inerciales se transmite hacia los costados de este.

El mecanismo de transferencia de las cargas inerciales en la parte superior del muro se podría simplificar diciendo que todas las fuerzas se transmiten hacia los costados, y este mecanismo sólo puede existir si se resiste flexión en el eje Z y corte en el plano XY .

En la fig. 2 se muestra una sección del muro de mampostería en la que se indica la traba de los ladrillos y el mortero de pega horizontal y vertical, de espesores b y h , respectivamente. Igualmente, se señalan las dimensiones del ladrillo: longitud, l , ancho, t , y altura, w , y nuevamente los ejes de referencia, X , Y y Z .

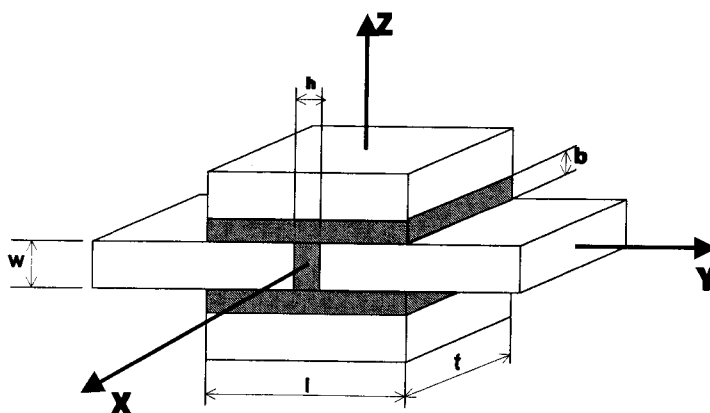


Figura 2. Sección de muro de mampostería.

Si se desprecia la resistencia a la tracción del mortero de pega en muros de mampostería no reforzada, hipótesis tradicionalmente aceptada y, como se verá más adelante, sin mucha influencia en el modelo de transmisión de cargas que se plantea, y si además, se considera que el muro no tiene carga vertical ni restricción al desplazamiento vertical (muro en voladizo) que habilite la transmisión de momentos flexionantes en esta dirección por la existencia de una precompresión (Paulay y Priestley, 1992), o el efecto de arco en dirección vertical (Abrams, D.P. et al, 1993) -este caso se presenta con frecuencia en los muros no cargados del último nivel de una casa habitación tradicional-, y finalmente, si se considera que el muro está apoyado en muros perpendiculares según se muestra en la figura 1, que tampoco representan una restricción lateral importante que habilite el mecanismo de arco en dirección horizontal, se llega a la conclusión de que en caso de que esta disposición de muros resista alguna aceleración sísmica, como en realidad ocurre, se necesita la habilitación de un mecanismo de transmisión de carga diferente a los postulados hasta ahora que expliquen las resistencias reportadas. Ver por ejemplo, (Paulay y Priestley, 1992), (Abrams, D.P. et al, 1993), (Lam, Wilson, y Hutchinson, 1995), (Shultz y Mueffelman, 1999), (Gambarotta y Moneto, 1999), (Kuzik, Cheng y Elwi, 1999), (Mojsilovic y Marti, 1999), (Blaikie y Davey, 2000) y (Doherty, Rodolico, Lam, Wilson y Griffith, 2000). En todos estos artículos se postula el mecanismo de transmisión de cargas en dirección vertical para acciones actuando en dirección perpendicular al muro, y en algunos, el efecto combinado de arco en dos direcciones perpendiculares, habilitado por la restricción a las deformaciones en las dos direcciones perpendiculares en el plano del muro.

En lo que sigue se considera inicialmente que los ladrillos, comparativamente al mortero de pega, son infinitamente rígidos a todas las acciones: flexión, torsión, cortante y carga axial. Más adelante esta hipótesis se levantará aplicando un procedimiento aproximado.

El mecanismo que se considera para transmisión de cargas perpendiculares al plano del muro, cerca al borde libre y en la sección de máximo momento flector, transmite los esfuerzos internos parcialmente por torsión entre los ladrillos que forman la traba, como se muestra en la fig. 3, que muestra la sección de la fig. 2 en planta, y luego de presentarse la deformación medida por el ángulo de rotación θ .

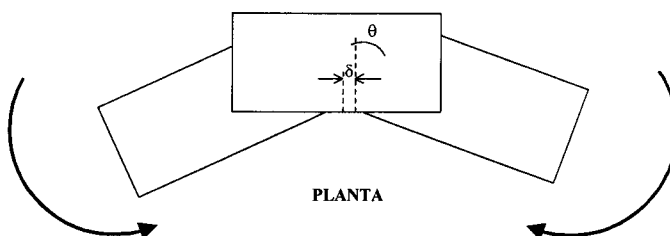


Figura 3. Mecanismo de transferencia de flexión a través de la traba entre ladrillos.

Los esfuerzos máximos de cortante inducidos por la torsión en el mortero de pega horizontal serían:

$$\tau_{max} = \frac{\theta}{b} \cdot G_{MT} \cdot \frac{t}{2} \cdot k \quad (1)$$

donde, G_{MT} es el Módulo de cortante del mortero cuando la acción es torsión, $t/2$ la distancia entre el centro de rotación y el borde del mortero, y k la constante de proporcionalidad a definir en función de la sección transversal en consideración y del agrietamiento del mortero de pega horizontal.

Esta constante k permite calcular el esfuerzo de corte sobre el mortero de pega horizontal y en la dirección Y , que es también la dirección en que se presenta el cortante por efecto del mecanismo de compresión del mortero de pega vertical que se describe más adelante. Es en esta dirección Y , independientemente que sea o no la dirección en donde se presenta el cortante máximo debido sólo a la torsión, en donde, por efecto de la suma del cortante por compresión del mortero de pega vertical, se presenta el cortante máximo final que define el estado límite del mecanismo propuesto.

Una vez que la sección transversal gira el mortero de pega vertical se comprime, generando otra fuente adicional de resistencia a la flexión a la ya mencionada de la torsión habilitada por la traba de los ladrillos.

Debido a que la resistencia a la tracción del mortero de pega vertical es mucho menor que su resistencia a la compresión, necesariamente, aparte de la rotación θ se presenta un deslizamiento en dirección Y de los ladrillos, δ , que permite que se equilibren las fuerzas axiales sobre el ladrillo que está girando.

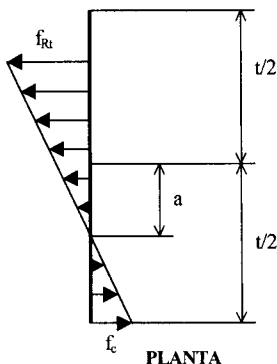


Figura 4. Distribución de esfuerzos sobre la cara del ladrillo en contacto con el mortero de pega vertical.

En la fig. 4 se muestra la distribución de esfuerzos sobre el ladrillo en la cara que está en contacto con el mortero de pega vertical. Como ya se mencionó, esta distribución se da luego de presentarse la rotación θ y el desplazamiento δ del ladrillo.

En la fig. 4, f_{Rt} representa la resistencia a tracción del mortero de pega y f_c representa el esfuerzo de compresión máximo luego de presentarse la rotación θ y el desplazamiento δ . Si se acepta un comportamiento elástico del mortero se deriva la siguiente expresión:

$$f_c = \frac{E_M}{h} (\theta \cdot t - 2\delta) \quad (2)$$

donde, E_M es el módulo de elasticidad del mortero.

La distancia a que se muestra en la fig. 4 debe ser tal que se igualen los esfuerzos por compresión debidos a la rotación θ y los esfuerzos de tracción debidos al desplazamiento δ . Si se llama:

$$\eta = \frac{\delta}{\theta \cdot t} \quad (3)$$

entonces:

$$a = \eta \cdot t \quad (4)$$

Además de los esfuerzos en el ladrillo en la cara que está en contacto con el mortero de pega vertical, se presentan esfuerzos en las caras que están en contacto con los morteros de pega horizontales, superior e inferior, debidos al cortante que se genera por el desplazamiento δ del ladrillo. La distribución de estos esfuerzos en ambas caras del ladrillo es la que se propone en la fig. 5.

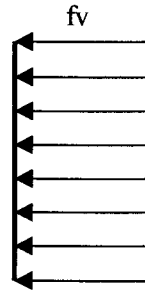


Figura 5. Distribución de esfuerzos de cortante en las caras superior e inferior del ladrillo

donde el esfuerzo f_v sobre el ladrillo está dado por:

$$f_v = \frac{\delta}{b} \cdot G_{Ms} \quad (5)$$

En esta expresión, G_{Ms} es el módulo de cortante del mortero cuando la acción es cortante pura.

Para satisfacer el equilibrio de fuerzas en la dirección Y del muro (ver figs. 1 y 2), es necesario que:

$$\frac{f_c}{2} \left(\frac{t}{2} - a \right) w = f_v \cdot t \cdot (l - h) + \frac{(t/2 - a)}{f_c} \cdot \frac{f_{Rt}^2}{2} w \quad (6)$$

En esta ecuación se considera un cortante f_v sobre el ladrillo en ambas caras, que es el caso que se ilustra en la fig. 2 y que corresponde a las hileras interiores de ladrillos del muro que se ilustra en la fig. 1. Si se considera el equilibrio de la última hilera de ladrillos del muro de la fig. 1, debe tenerse en cuenta el cortante desarrollado sobre una sola de las caras del ladrillo, resultando en:

$$\frac{f_c}{2} \left(\frac{t}{2} - a \right) w = f_v \cdot t \cdot \frac{(l - h)}{2} + \frac{(t/2 - a)}{f_c} \cdot \frac{f_{Rt}^2}{2} w \quad (7)$$

Reemplazando en las ecs. 6 y 7 las ecs. 2, 3, 4 y 5 y considerando además que:

$$f_{Rt} = \frac{\delta \cdot E_M}{(h/2)} \cdot \alpha \quad (8)$$

Es decir, que la resistencia a tracción del mortero, f_{Rt} , es α veces las tracciones que generaría el desplazamiento δ del ladrillo, y además, nombrando la relación de aspecto del ladrillo, r_b , y de los morteros de pega vertical y horizontal, r_m , y la relación de módulos del mortero, r_G :

$$r_b = \frac{l - h}{w}, \quad r_m = \frac{h}{b}, \quad r_G = \frac{G_{Ms}}{E_M} \quad (9)$$

las ecs. de equilibrio 6 y 7 se pueden escribir como:

$$4\eta^2(1-\alpha^2)-4\eta(1+r_G \cdot r_m \cdot r_b)+1=0 \quad (10)$$

$$4\eta^2(1-\alpha^2)-2\eta(2+r_G \cdot r_m \cdot r_b)+1=0 \quad (11)$$

para hileras interiores de ladrillo en muros soportados en los lados inferior y superior, y para la última hilera de ladrillos de un muro con el lado superior libre, respectivamente.

Para seleccionar la raíz adecuada de estas ecuaciones se debe tener en cuenta la ec. 4 y la desigualdad $\alpha < t/2$, evidente de la fig. 4, que resulta en el siguiente límite:

$$\eta \leq 0.5 \quad (12)$$

De acuerdo con lo expuesto, el momento resistente en dirección Z, M_R , del muro de mampostería (ver figs. 1 y 2), se puede expresar como:

$$M_R = M_{RT} + M_{RC} \quad (13)$$

donde, M_{RT} es la parte del momento resistente debido al mecanismo de torsión, y M_{RC} la parte correspondiente al mecanismo de compresión del mortero de pega vertical. Estas dos componentes están dadas por las siguientes expresiones:

$$M_{RT} = 2 \frac{\theta}{b} G_{MT} \cdot K_T \quad (14)$$

en el caso de las hileras interiores de ladrillo en muros soportados en los lados inferior y superior, y

$$M_{RT} = \frac{\theta}{b} G_{MT} \cdot K_T \quad (15)$$

para la última hilera de ladrillos de un muro con el lado superior libre.

En las ecs. 14 y 15, K_T representa la rigidez torsional de la sección del mortero de pega involucrada en el mecanismo de torsión. En los ejemplos que se ilustran más adelante se considera que esta sección transversal es rectangular de dimensiones $(l-h)/2 \times t$.

El momento resistente debido al mecanismo de compresión del mortero de pega vertical, independientemente de si se trata de hileras interiores de un muro o de la última hilera de un muro libre en su extremo superior, considerando las ecs. 2, 3, 4, 5 y 8, está dado por:

$$M_{RC} = \frac{E_M \cdot \theta \cdot t^3 \cdot w}{12h} (4\eta^3(1+\alpha^2(2\alpha-3))-3\eta+1) \quad (16)$$

Los esfuerzos máximos de cortante inducidos en el mortero de pega horizontal, considerando esta vez los producidos por la torsión, θ , y los producidos por el desplazamiento, δ , resultan ser:

$$\tau_{max} = \frac{\theta \cdot t}{2b} (G_{Mt} \cdot k + 2G_{Ms} \cdot \eta) \quad (17)$$

Como el interés fundamental de este modelo está orientado a la evaluación de la aceleración horizontal perpendicular al plano del muro, a_R , que es capaz de resistir un muro como el de la fig. 1, a continuación se calcula ésta. En lo que sigue se considera que el muro se encuentra simplemente apoyado en los muros laterales (ver fig. 1), que el claro libre es igual a L y que el peso específico del muro de mampostería es γ . Si además, se considera que el momento flexionante máximo, M_{max} , se presenta en el centro del claro y es igual al momento resistente, M_R , se tiene:

$$\frac{a_R}{g} = \frac{8M_R}{\gamma \cdot t \cdot (w + b) \cdot L^2} \quad (18)$$

Como se mencionó inicialmente, en todo lo anterior se consideró que los ladrillos son infinitamente rígidos a todas las acciones: flexión, torsión, cortante, axial. Para considerar de manera simple la flexibilidad de los ladrillos se propone trabajar con módulos de elasticidad equivalentes, G_{MT}^* y G_{Ms}^* , que consideran la flexibilidad de los ladrillos, así:

Si se considera el mecanismo de torsión se tiene:

$$G_{MT}^* = \frac{b}{K_T \left(\frac{l}{2E_b I_{zb}} + \frac{b}{G_{Mt} K_T} \right)} \quad (19)$$

donde, E_b es el módulo de elasticidad del ladrillo, y I_{zb} es la inercia del ladrillo alrededor del eje Z.

Si se considera el mecanismo de compresión del mortero de pega vertical se tiene:

$$G_{Ms}^* = \frac{b}{A_{sZM} \left(\frac{l}{2E_b A_{yb}} + \frac{b}{G_{Ms} A_{sZM}} \right)} \quad (20)$$

donde, E_b es el módulo de elasticidad del ladrillo, y A_{yb} Área del ladrillo en la sección Y.

Las ecs. 19 y 20 permiten estimar los módulos de cortante equivalentes cuando las acciones son torsión y cortante pura, respectivamente, en función de los módulos elástico y de cortante del mortero y del ladrillo, y de las propiedades geométricas de estos dos elementos.

En el modelo propuesto se supone una resistencia infinita de los ladrillos a flexión; el estado límite de resistencia propuesto hasta el momento está determinado por el esfuerzo resistente máximo a cortante del mortero de pega horizontal, τ_{max} .

El momento flexionante resistente de los ladrillos, M_{Rb} , se escribe en términos de la resistencia a la tracción de estos, σ_{maxb} , como:

$$M_{Rb} = \frac{2 \cdot \sigma_{maxb} \cdot I_{Zh}}{t} \quad (21)$$

En definitiva, el momento resistente del muro está dado por el menor del estimado para los ladrillos, M_{Rb} (ec. 21), y la suma de los estimados para el mecanismo de torsión, M_{RT} (ecs. 14 y 15), y el mecanismo de compresión del mortero de pega vertical, M_{RC} (ec. 16).

La aceleración resistente, a_R , depende de manera muy importante de la longitud libre del muro, L ; esta dimensión, al cuadrado, es inversamente proporcional a la aceleración resistente (ver ec. 18). Es posible mostrar también que hay una relación aproximadamente directa de la aceleración resistente con el espesor del muro t . Si la resistencia del muro está controlada por la resistencia a flexión de los ladrillos, esta relación es evidente de la ec. 21 si se tiene en cuenta que la inercia del ladrillo alrededor del eje Z , I_{Zh} , es función del cubo del espesor del muro t . Cuando la resistencia del muro está controlada por los mecanismos de torsión y compresión propuestos, la relación directa entre el espesor del muro y la aceleración resistente se deduce de las ecs. 14, 15 y 16 si en las dos primeras se tiene en cuenta que la rigidez torsional del mortero de pega, K_T , es función del cubo del espesor del muro, y además, de la ec. 17 se deduce que el giro θ es inversamente proporcional a t . Todo lo anterior reemplazado en la ec. 18 muestra la relación propuesta entre t y a_R .

Igualmente, es posible mostrar que la longitud del ladrillo, l , es aproximadamente proporcional al momento resistente de la sección, M_R , y debido a que esta dimensión no afecta la masa del muro, finalmente se mantiene la misma proporcionalidad directa entre l y la aceleración resistente del muro. Lo anterior es válido si es el mecanismo de torsión y compresión propuesto el que controla la resistencia del muro. Si esta última es controlada por la resistencia a flexión de los ladrillos, la longitud del ladrillo es independiente de la aceleración resistente del muro, lo que define un límite a la longitud del ladrillo. Si se supone que inicialmente la resistencia del muro está controlada por el mecanismo de torsión y compresión propuesto, esta se puede aumentar fácilmente incrementando la longitud de los ladrillos. Esta estrategia es válida hasta que se alcanza la resistencia proporcionada por éstos, y a partir de este momento incrementar la longitud de los ladrillos no aumenta la resistencia del muro, lo que hace inútil la acción y señala un límite a la longitud óptima de los ladrillos para que se alcancen al mismo tiempo los dos mecanismos de resistencia.

En el caso de la altura de los ladrillos, w , es posible mostrar que si la resistencia del muro está controlada por el mecanismo de torsión y compresión propuesto, esta dimensión no afecta apreciablemente la resistencia de la sección, pero como aumenta de manera directa la masa de la sección resistente, resulta finalmente una proporcionalidad inversa entre w y la aceleración resistente. Este hecho, como en el caso anterior, señala un límite sobre el espesor mínimo de los ladrillos para que se alcancen al mismo tiempo los dos mecanismos de resistencia.

Igualmente, es posible mostrar que la relación de los espesores de los morteros de pega, b y h con el momento resistente de la sección, M_R , y con la aceleración resistente de la sección, a_R , es inversa pero no proporcional como en los casos anteriores.

Ni los módulos de elasticidad de los materiales ni las pequeñas resistencias a la tracción de los morteros de pega, f_{Rt} , influyen de manera importante ni en el momento resistente de la sección ni en la aceleración resistente de ésta. En particular, en referencia a

f_{Rt} , trabajar con un valor de α igual a cero (ver ec. 10) no modifica apreciablemente la resistencia que se calcularía haciendo uso de la resistencia a la tracción del mortero de pega.

Si se quisiera aumentar la aceleración resistente de un muro de mampostería no reforzada, se deberían controlar con cuidado las variables mencionadas en los párrafos anteriores, en especial, se debería disminuir la longitud libre del muro, L , y aumentar el espesor del muro, t . La longitud de los ladrillos, l , debería aumentarse hasta un límite en que la resistencia sea controlada por los ladrillos. Igualmente, se debe disminuir la altura de los ladrillos hasta un límite en que la resistencia sea controlada por estos últimos. En menor proporción, se deberían mantener espesores de pega lo más pequeño posibles.

3. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

A continuación se presentan los cálculos y resultados de la aplicación del modelo analítico a dos casos, que como más adelante se detallará, se ensayaron a escala natural.

Muro 1

Se estudiará en este caso un muro de mampostería no reforzada hecho a base de bloques de concreto macizo. Las dimensiones del muro son las que a continuación se detallan:

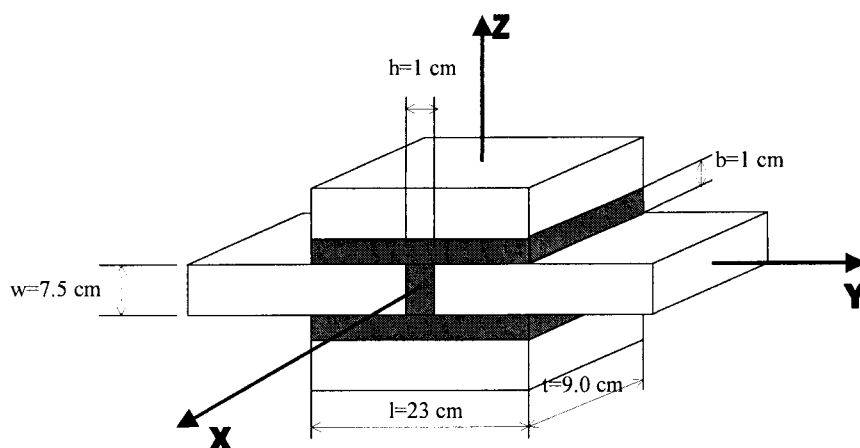


Figura 6. Dimensiones del Muro 1

Las propiedades geométricas de las secciones son las que a continuación se indican:

$$A_{yb} = t \cdot w = 67.5 \text{ cm}^2$$

$$I_{zb} = \frac{t^3 \cdot w}{12} = 455.63 \text{ cm}^4$$

$$k = 2 \cdot \frac{4.60}{6.20} = 1.48$$

$$A_{sZM} = \frac{l-h}{2} \cdot t \cdot \frac{1}{1.2} = 82.5 \text{ cm}^2$$

$$K_T = \frac{l-h}{2} \cdot t^3 \cdot \frac{1}{6.2} = 1293.39 \text{ cm}^4$$

Para el cálculo de k y K_T se consideró que la sección transversal de mortero de pega sometida a torsión es rectangular de dimensiones $(l-h)/2 \times t$, y que la rigidez torsional y el factor para cálculo de esfuerzos máximos, k , son las que corresponden a una sección rectangular de las dimensiones indicadas. Ver por ejemplo, Timoshenko y Goodier, 1970.

Las relaciones de aspecto de los ladrillos, de las pegas y modulares, son las que se indican a continuación:

$$r_m=1.0, \quad r_b=2.93 \quad r_G=0.07$$

Para este muro se consideran las siguientes propiedades de los materiales:

$$E_b = 1.2 \text{ E } 04 \text{ MPa}$$

$$G_b = 5.4 \text{ E } 03 \text{ MPa}$$

$$E_M = 1.0 \text{ E } 04 \text{ MPa}$$

$$G_M = 4.0 \text{ E } 03 \text{ MPa}$$

$$\tau_{max} = 0.5 \text{ MPa}$$

Los módulos de cortante equivalentes del mortero de pega son los siguientes:

$$G_{MT}^* = 336.65 \text{ MPa}$$

$$G_{Ms}^* = 703.58 \text{ MPa}$$

Si se considera nula la resistencia a tracción del mortero de pega, esto es: $\alpha = 0.0$, la ec. cuadrática 11 en términos de η resulta igual a:

$$4\eta^2 - 4.82\eta + 1.0 = 0$$

$$\rightarrow \eta = 0.27$$

Reemplazando este valor de η , correspondiente a borde libre, en la ec. 17, se encuentra la rotación máxima, θ , que se presentaría en este muro en la última hilera libre de ladrillos: $\theta = 1.173 \text{ E-}04 \text{ rad}$. Finalmente, reemplazando en las ecs. 15 y 16 los valores hasta ahora conseguidos se obtienen los momentos resistentes por el mecanismo de torsión y de compresión del mortero de pega vertical, respectivamente, para el caso de borde libre.

$$M_{RT} = 51 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$M_{RC} = 91 \text{ N}\cdot\text{m}$$

El momento resistente total resulta ser igual a:

$$M_R = 142 \text{ N}\cdot\text{m}$$

y de este, el 36% se debe al mecanismo de torsión y el restante 64% se debe al mecanismo de compresión sobre el mortero de pega vertical.

Si se considera que la resistencia a la tracción máxima de los ladrillos es 3.0 MPa, el momento resistente de los ladrillos resulta ser igual a 304 N·m, lo que significa que el momento resistente del muro es igual a 142 N·m.

A continuación se calcula la aceleración horizontal, a_R , que sería capaz de soportar un muro como el que se muestra en la fig. 1 hecho con los materiales propuestos. Se proponen

los siguientes dos parámetros adicionales que permiten estimar la aceleración horizontal resistente: la longitud horizontal libre, L , igual a 2.80 m, y el peso específico del muro, γ , igual a 20 kN/m³.

Reemplazando estos valores y los anteriormente conseguidos en la ec. 18, se obtiene:

$$\frac{a_R}{g} = 0.95$$

Más adelante se compararán estos resultados con un ensayo a escala natural en mesa vibradora de este muro.

Muro 2

Se estudiará en este caso un muro de mampostería no reforzada con ladrillos de arcilla cocida. Las dimensiones del muro son las que a continuación se detallan:

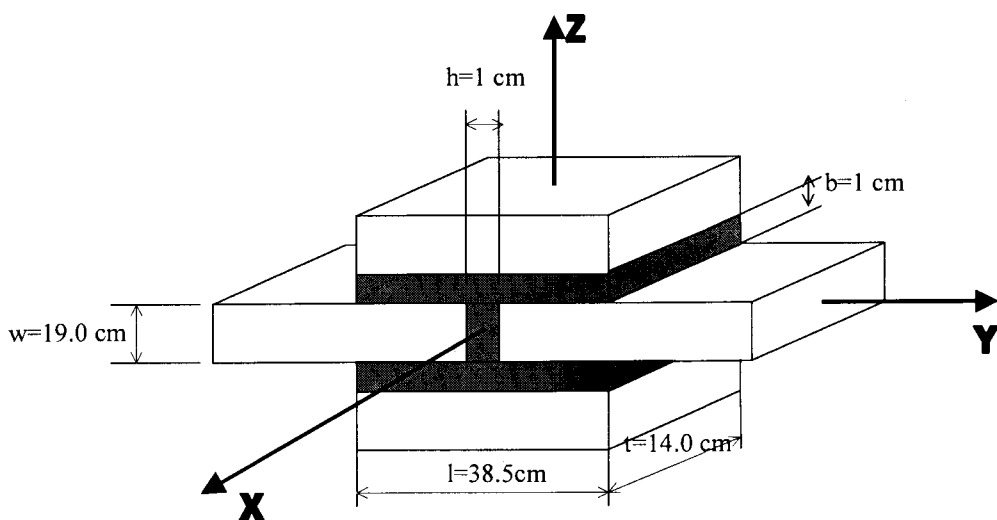


Figura 7. Dimensiones del Muro 2

Las propiedades geométricas de las secciones son las que a continuación se indican. Para considerar que la sección del ladrillo es hueca, en el cálculo de las propiedades de éste se usará un factor de reducción del área de 0.5 y un factor de reducción del momento de inercia de 0.75.

$$A_{yb} = t \cdot w \cdot 0.5 = 133.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{xzm} = \frac{l-h}{2} \cdot t \cdot \frac{1}{1.2} = 218.75 \text{ cm}^2$$

$$I_{zb} = \frac{t^3 \cdot w}{12} \cdot 0.75 = 3258.50 \text{ cm}^4$$

$$K_T = \frac{l-h}{2} \cdot t^3 \cdot \frac{1}{6.2} = 8298.39 \text{ cm}^4$$

$$k = 2 \cdot \frac{4.60}{6.20} = 1.48$$

Las relaciones de aspecto de los ladrillos, de las pegas y modulares, son las que a continuación se indican:

$$r_m=1.0 \quad r_b=1.97 \quad r_G=0.0346$$

Para este muro se consideran las siguientes propiedades de los materiales:

$$E_b = 1.2 \text{ E } 04 \text{ MPa}$$

$$G_b = 5.4 \text{ E } 03 \text{ MPa}$$

$$E_M = 1.0 \text{ E } 04 \text{ MPa}$$

$$G_M = 4.0 \text{ E } 03 \text{ MPa}$$

$$\tau_{max} = 0.4 \text{ MPa}$$

Los módulos de cortante equivalentes del mortero de pega son los siguientes:

$$G_{MT}^* = 230.66 \text{ MPa}$$

$$G_{Ms}^* = 346.21 \text{ MPa}$$

Si se considera nula la resistencia a tracción del mortero de pega, esto es, $\alpha = 0.0$, la ec. cuadrática 11 en términos de η resulta igual a:

$$4\eta^2 - 4.14\eta + 1.0 = 0$$

$$\rightarrow \eta = 0.38$$

Reemplazando este valor de η , correspondiente a borde libre, en la ec. 17, se encuentra la rotación máxima, θ , que se presentaría en este muro en la última hilera libre de ladrillos: $\theta = 9.405 \text{ E } 05 \text{ rad}$. Finalmente, reemplazando en las ecs. 15 y 16 los valores hasta ahora conseguidos, se obtienen los momentos resistentes por el mecanismo de torsión y de compresión del mortero de pega vertical, respectivamente, para el caso de borde libre:

$$M_{RT} = 181 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$M_{RC} = 327 \text{ N}\cdot\text{m}$$

El momento resistente total resulta ser igual a:

$$M_R = 508 \text{ N}\cdot\text{m},$$

y de este, el 36% se debe al mecanismo de torsión, y el restante 64% se debe al mecanismo de compresión sobre el mortero de pega vertical.

Si se considera que la resistencia a la tracción máxima de los ladrillos es 3.0 MPa, el momento resistente de los ladrillos resulta ser igual a 1397 N·m, lo que significa que el momento resistente del muro es igual a 508 N·m.

A continuación se calcula la aceleración horizontal, a_R , que sería capaz de soportar un muro como el que se muestra en la fig. 1 hecho con los materiales propuestos. Se proponen los siguientes dos parámetros adicionales que permiten estimar la aceleración horizontal resistente: la longitud horizontal libre, L , igual a 2.80 m, y el peso específico del muro, γ , igual a 11 KN/m³.

Reemplazando estos valores y los anteriormente conseguidos en la ec. 17, se obtiene:

$$\frac{a_R}{g} = 1.68$$

Más adelante se compararán estos resultados con un ensayo a escala natural en mesa vibradora de este muro.

4. ENSAYOS

Para verificar el mecanismo de transmisión de cargas propuesto y las aceleraciones resistentes calculadas, se sometieron a ensayo dos muros exactamente iguales a los de los ejemplos propuestos anteriormente, ver fig. 8. Estos ensayos se ejecutaron en la mesa vibradora del laboratorio de estructuras de la Universidad de Canterbury en Nueva Zelandia. A continuación se darán algunos detalles de los ensayos.



Figura 8. Marco de prueba y muro de mampostería no reforzada

Marco de prueba.

La conexión en la base de los muros se hizo como tradicionalmente se hace: fijándolos a la cimentación con un mortero de las mismas características del mortero de pega del muro. Para simular la articulación en los extremos laterales del muro, como se supone en el modelo que permite calcular la aceleración resistente del muro, se construyó un marco en acero con articulaciones de 40 cm de longitud como muestra la fig. 8. Estas articulaciones permiten que la rotación en los extremos cambien con la altura, de un máximo en la parte superior del muro, completamente libre, a una rotación nula en la base, completamente ligada a la cimentación. Igualmente, las conexiones en los extremos laterales permiten el desplazamiento en dirección Y del muro (ver fig. 1), evitando la transmisión de cargas en esta dirección por efecto de arco.

Excitación

Para excitar el muro se utilizó una señal armónica con un periodo de 1.0 s en el primer muro y de 0.8 s en el segundo muro. El cambio obedeció a la necesidad de aumentar la aceleración en el segundo caso y a restricciones en el desplazamiento máximo del dispositivo de aplicación del movimiento armónico.

Los periodos tan altos del movimiento armónico se seleccionaron para evitar al máximo la resonancia con el periodo propio de vibración del muro, cercano a 0.1 s. En estas condiciones, el espectro de respuesta de aceleraciones de la excitación es prácticamente plano en periodos cercanos al de la estructura, lo que elimina las incertidumbres al momento de estimar la aceleración espectral actuando sobre el muro: prácticamente igual a la aceleración máxima del movimiento armónico de excitación.

La amplitud de la aceleración aplicada se incrementó cada 0.05g empezando en 0.30g y hasta alcanzar la falla del espécimen, en caso de alcanzarla.

El tiempo de duración de la excitación fue de 30 segundos en el primer muro y de 60 segundos en el muro 2, con rampas de ascenso y descenso de 5 segundos al principio y al final de la excitación, respectivamente. El cambio en la duración obedeció al hecho de que se detectó que en el primer caso los 30 segundos no eran suficientes para alcanzar la amplitud máxima deseada en la base del muro: durante estos, las amplitudes siempre fueron crecientes y no apareció una tendencia asintótica que mostrara que se estaba alcanzando la amplitud máxima del movimiento en la base. Todo lo anterior debido exclusivamente al dispositivo de aplicación del movimiento armónico.

Instrumentación

Para efectos de verificar el modelo planteado se instalaron sensores extensométricos, acelerómetros y medidores de desplazamiento para medir: deformaciones, aceleraciones y desplazamientos en el muro. Las figs. 9 y 10 muestran la disposición de la instrumentación dentro de los muros 1 y 2, respectivamente.

Para leer los sensores extensométricos ubicados en los morteros de pega vertical y horizontal se utilizó un canal del sistema de captura de datos para cada uno de los lados del muro; frontal y posterior. Lo anterior debido a que en estos sitios se esperaba una asimetría grande en la historia de deformaciones producto del agrietamiento cuando se sometía la sección a tracción. Por el contrario, los sensores ubicados en las dos caras de los ladrillos se leyeron utilizando medio puente y un solo canal del sistema de captura de datos. En los ladrillos se esperaba una deformación simétrica en tracción y compresión. En todos los casos se usaron amplificadores de la señal debido a que se esperaban deformaciones muy pequeñas, del orden de 40 $\mu\epsilon$.

Para verificar qué porcentaje de la carga se transmitía en dirección horizontal, como lo postula el modelo propuesto, y qué porcentaje se transmitía en dirección vertical como se propone en los modelos que se basan en la transmisión de carga debido a la precompresión por carga axial, se utilizaron sensores tanto en las juntas verticales como horizontales en un

arreglo que se repite en tres zonas del muro: en la parte superior, a $2/3$ de la altura y a $1/3$ de la altura, aproximadamente (ver figs. 9 y 10).

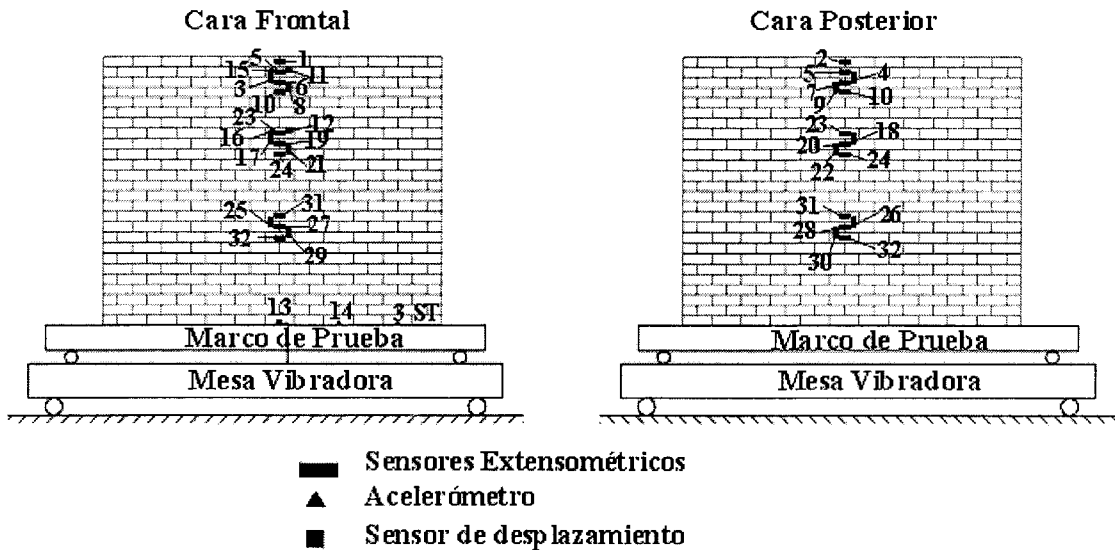


Figura 9. Disposición de la instrumentación dentro del muro 1

Los sensores de desplazamiento ubicados en el arreglo superior y a $2/3$ de la altura se fijaron al marco de prueba de manera que registraran el desplazamiento relativo del eje de simetría del muro respecto a sus extremos.

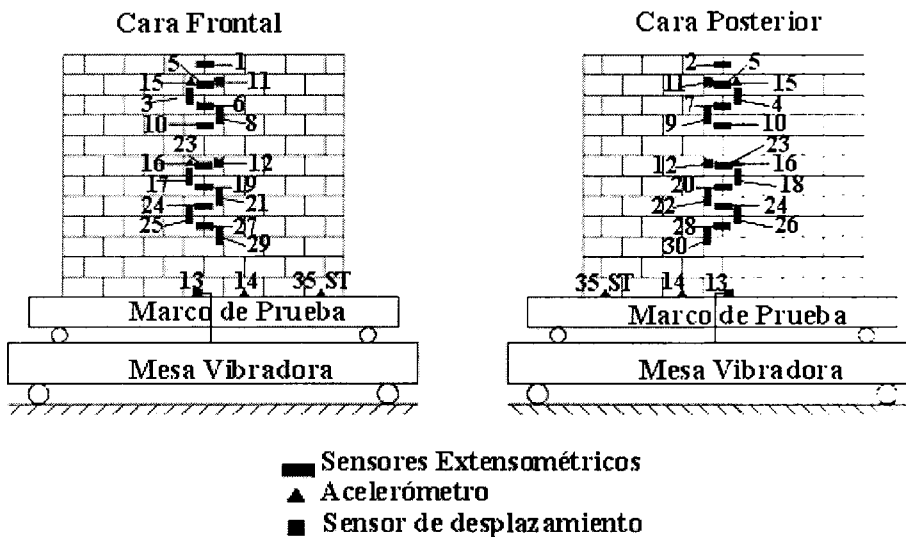


Figura 10. Disposición de la instrumentación dentro del muro 2

Probetas

Adicionalmente a los ensayos sobre los muros a escala natural, se diseñó un ensayo sobre una muestra de muro semejante a la que se indica en la fig. 2, que indique el momento resistente del muro de acuerdo con el mecanismo de transmisión de cargas propuesto. En la fig. 11 se muestra el dispositivo usado durante el ensayo de una probeta. En la parte inferior de la foto se ilustra un tornillo sin fin que permite aplicar una carga perpendicular a dos brazos metálicos que la transmiten como una carga de compresión axial más un momento flector a la probeta que se ilustra en la parte superior de la foto. Debido a la gran longitud de los brazos metálicos, la carga axial que se transmite a la probeta es despreciable en comparación con el momento flector inducido.

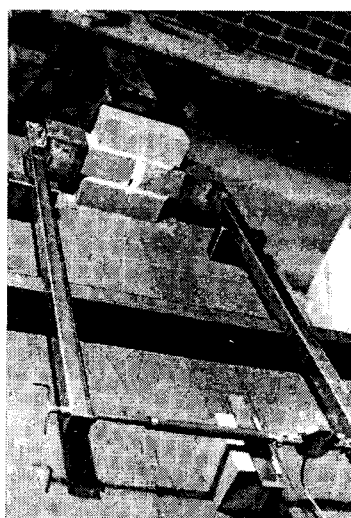


Figura 11. Ensayo de una probeta

Se alcanza a apreciar en la parte inferior de la foto (fig. 11) la celda de carga que mide la fuerza aplicada en los extremos de los brazos metálicos.

5. RESULTADOS

Muro 1

La aceleración máxima alcanzada en la base de este muro está entre 0.8g, la última prueba registrada y 0.9g, la aceleración a la que falló el muro.

De los registros es clara una asimetría en la respuesta del sensor extensométrico 2 ubicado en la parte superior del muro, indicando con esto la fisuración del mortero de pega vertical por efecto de la tracción. Este registro es también el que alcanza una deformación mayor por tracción, 550 $\mu\epsilon$, y 150 $\mu\epsilon$ del lado de compresión. El registro del sensor extensométrico 7 ubicado en el mortero de pega vertical pero sobre la tercera hilera de ladrillos de arriba hacia abajo, muestra una respuesta perfectamente simétrica, indicando que no se alcanzó el límite de resistencia a la tracción del mortero de pega. En este caso se alcanzaron deformaciones del orden de 150 $\mu\epsilon$ en ambas direcciones. El registro del sensor

extensométrico 20, ubicado sobre la novena hilera de ladrillos de arriba hacia abajo, tiene un comportamiento enteramente similar al de la tercera hilera de ladrillos (sensor 7). Finalmente, el sensor extensométrico 28, ubicado en el mortero de pega vertical pero sobre la 17^{ava} hilera de ladrillos de arriba hacia abajo, sigue mostrando un trabajo grande de transmisión de cargas en dirección horizontal, alcanzando tanto a tracción como a compresión deformaciones del orden de 100 $\mu\epsilon$. Ver fig. 12.

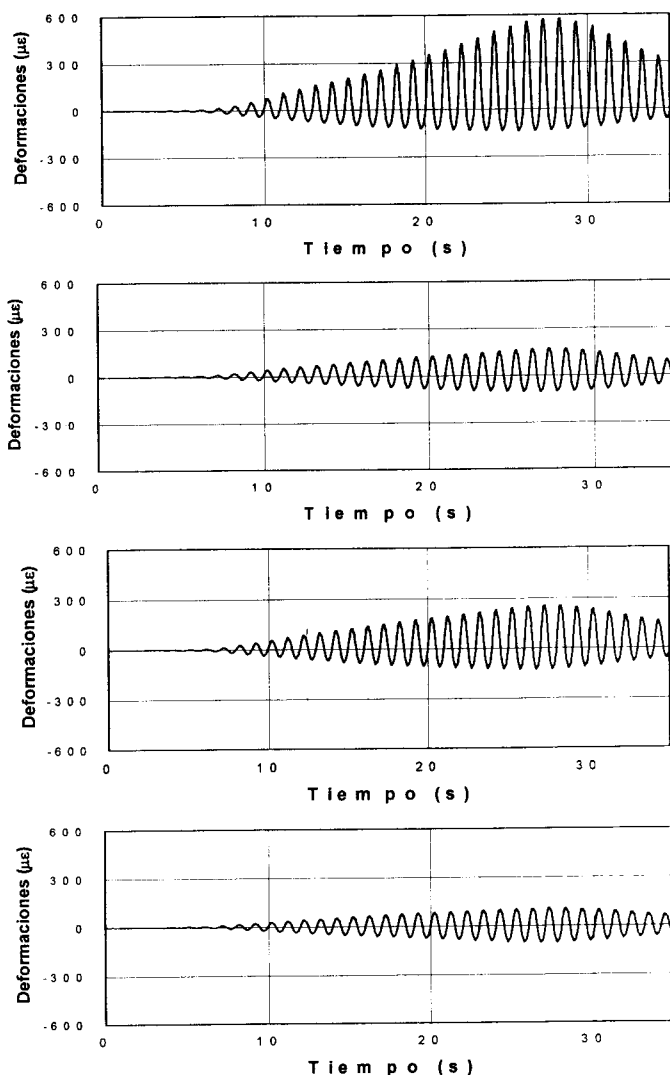


Figura 12. Registros de los sensores extensométricos 2, 7, 20 y 28 ubicados en los morteros de pega vertical cuando se alcanzó una aceleración de 0.8g en el muro 1.

Los registros de los sensores extensométricos 4, 18 y 30, ubicadas en los morteros de pega horizontal en la parte superior del muro, a los 2/3 de la altura y a 1/3 de la altura, respectivamente, indican claramente cómo se incrementa la transmisión de cargas en dirección vertical a medida que se acerca a la cimentación del muro, debido al aumento de la carga axial que actúa como precompresión del muro y posibilita la transmisión de momentos flexionantes. El registro del sensor 30 muestra alguna asimetría producto de la fisuración del mortero de pega por efecto de las tracciones sobre éste. Ver fig. 13.

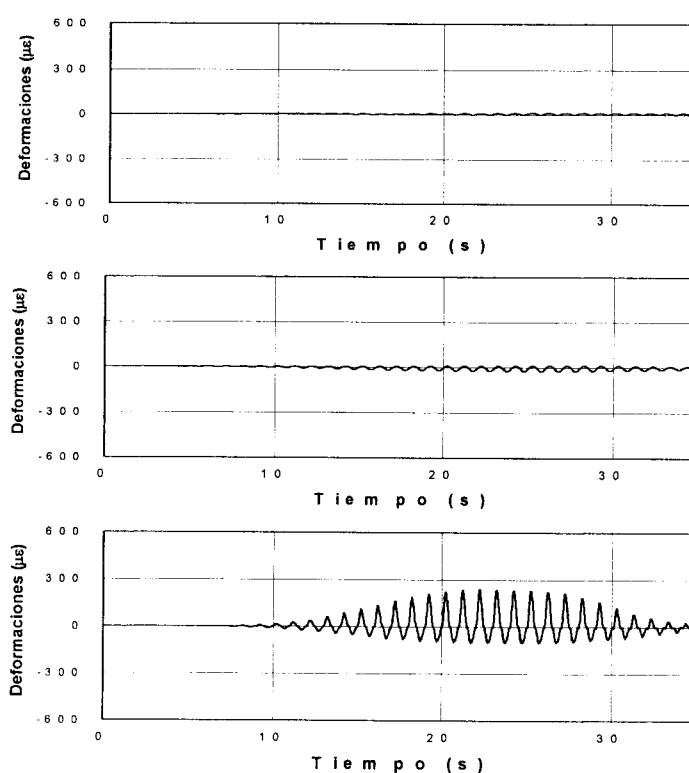


Figura 13. Registros de los sensores extensométricos 4, 18 y 30 ubicados en los morteros de pega horizontal cuando se alcanzó una aceleración de 0.8g en el muro 1.

Los registros del desplazamiento relativo del muro en las hileras de ladrillo 2 y 8 son muy similares, alcanzando en ambos casos un desplazamiento máximo relativo del orden de 3 mm.

Como era de esperarse, los registros de las aceleraciones en el muro a nivel de las hileras de ladrillo 2 y 8 son muy similares, alcanzando una aceleración máxima de 0.8g.

Simultáneamente a la construcción de este muro se prepararon 27 probetas y se ensayaron el mismo día que se ensayó el muro. Los resultados son los siguientes: el momento resistente promedio resultó ser de 311 N·m con una desviación de 59 N·m. Asombra la baja desviación encontrada, lo que habla muy bien del diseño de la prueba.

Muro 2

La aceleración máxima alcanzada en la base del muro, por limitaciones del dispositivo de aplicación de carga, fue de 1.8g. Después de esto, se volteó el muro y se le aplicó carga gravitacional perpendicular al plano hasta la falla.

Los registros de los sensores extensométricos revelan un comportamiento enteramente similar al reportado para el muro 1: en la parte superior del muro prevalece la transmisión de cargas en dirección horizontal, pasando gradualmente a una transmisión de cargas en

dirección vertical a medida que se acerca a la cimentación del muro, debido al aumento de carga axial que actúa como precompresión del muro y posibilita la transmisión de momentos flexionantes.

Este muro se ensayó a 0.4g de aceleración en tres ocasiones: inicialmente cuando se llegó a este nivel de aceleración en el proceso ya descrito de incremento de la aceleración cada 0.05g. En una segunda ocasión justamente después del ensayo a 0.8g de aceleración, y la tercera vez justamente después del ensayo a 1.0g de aceleración. Se trataba de verificar con estos ensayos el efecto del agrietamiento del muro producido por una historia de altos niveles de aceleración.

De los registros obtenidos es evidente una acumulación del daño en la primera hilera del muro en términos de una pérdida de rigidez de la sección resistente: las deformaciones que se alcanzan para el mismo nivel de carga, 0.4g, son aproximadamente del doble cuando previamente se ha alcanzado una carga del doble, 0.8g, y aproximadamente de cinco veces cuando previamente se ha alcanzado una carga 2.5 veces más grande, 1.0g.

La acumulación de daño también es evidente en la tercera hilera de ladrillos, en este caso las deformaciones que se alcanzan para el mismo nivel de carga, 0.4g, son aproximadamente de 1.5 veces cuando previamente se ha alcanzado una carga del doble, 0.8g, y aproximadamente del doble, cuando previamente se ha alcanzado una carga 2.5 veces más grande, 1.0g.

Cuando no se alcanza el nivel de fisuración del mortero de pega vertical, lo que significa que no hay daño, se esperaría un comportamiento elástico, evidente en el comportamiento de las hileras de ladrillos séptima y novena.

Según el modelo propuesto, la rigidez de la sección es función de qué tanto ha penetrado la grieta de tracción en el mortero de pega vertical. La rigidez mínima se alcanza para una deformación en el punto de falla que es cuando la grieta de tracción penetra al máximo en el mortero de pega vertical. Un cálculo conservador de la rigidez de la sección se puede estimar con base en una resistencia a la tracción nula del mortero de pega vertical.

Debido a que este muro no se pudo llevar a la falla aplicando cargas inerciales producto de aceleraciones horizontales perpendiculares al plano del muro y a sabiendas de que se habían alcanzado niveles de aceleración horizontal del orden de 1.8g, se decidió rotar el muro 90° y someterlo a su peso propio, lo que equivale a 1.0g, y a partir de este momento comenzar a cargarlo uniformemente hasta producir la falla.

El peso uniformemente distribuido que se le aplicó al muro para producir su falla fue el equivalente a una aceleración horizontal que está entre 1.43g y 1.55g. Aunque esta carga es menor que la soportada previamente como aceleración horizontal, 1.8g, está cercana a esta última. Es posible que en el procedimiento de rotación del muro se haya producido algún daño a la estructura.

Finalmente, el patrón de grietas al momento de la falla sigue las líneas de rotura que se esperan de una placa con las condiciones de borde del muro (ver fig. 14). Es interesante notar que la grieta vertical que se inicia en la parte superior del muro atraviesa los ladrillos, significando con esto que en las hileras de ladrillos 2, 4 y 6 se alcanzó la resistencia de los ladrillos antes de agotar el mecanismo de torsión y compresión del mortero de pega vertical

propuesto. La resistencia a flexión de los ladrillos son pues, como se prevé en el modelo, un límite de resistencia del muro que debe ser considerado.

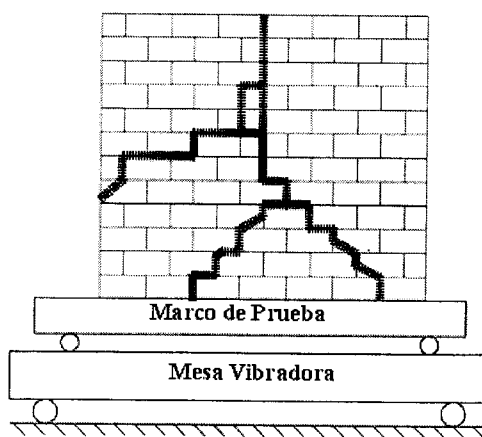


Figura 14. Patrón de agrietamiento del muro 2 al momento de la falla

Simultáneamente a la construcción del muro se prepararon 30 probetas, 15 con mortero de pega vertical y 15 sin mortero de pega vertical, para ser ensayadas con el dispositivo que ya se explicó. La idea era ver con el ensayo los porcentajes de participación de los dos mecanismos postulados: el de torsión y el de compresión del mortero de pega vertical.

Los ensayos a las probetas se ejecutaron la misma semana que se ensayó el muro a escala natural. Los resultados son los siguientes: El momento resistente promedio de las probetas con mortero de pega vertical resultó ser de 800 N·m con una desviación de 100 N·m, y el momento resistente promedio de las probetas sin mortero de pega vertical resultó ser de 400 N·m con una desviación de 50 N·m. Los porcentajes de participación de los dos mecanismos según estos resultados son 50% cada uno, que no están lejos de los postulados en el modelo analítico: 36% para el mecanismo de torsión, y 64% para el mecanismo de compresión de la junta vertical. Nuevamente, asombra la baja desviación encontrada, lo que confirma el buen diseño de la prueba.

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En el muro 1 la aceleración resistente, a_R , predicha por el modelo, 0.95g, está un poco por encima de la que finalmente se alcanzó en la prueba, aproximadamente 0.85g. Por el contrario, el momento resistente de las hileras interiores de ladrillo predicha por el modelo, 265 N·m, está por debajo del promedio que resultó de la prueba de las probetas, 311 N·m.

En el muro 2 la aceleración resistente, a_R , predicha por el modelo, 1.68g, está por debajo de la última que se logró registrar en el dispositivo de aplicación de cargas inerciales, 1.80g. Sin embargo, la aceleración equivalente máxima conseguida a través de la aplicación de cargas gravitacionales, entre 1.44g y 1.53g, indican que posiblemente la aceleración resistente estaba muy cerca de la última aceleración lograda con cargas inerciales. En cuanto al momento resistente de las hileras interiores de ladrillo predicho por el modelo, 919 N·m, está un poco por encima del promedio que resultó de la prueba de las probetas, 800 N·m. Por

el contrario, el momento resistente de las hileras interiores cuando solo se considera el mecanismo de torsión, 327 N·m, está un poco por debajo del promedio que resultó de la prueba de las probetas sin mortero de pega vertical, 400 N·m.

Aunque en algunos casos las desviaciones entre lo predicho por el modelo y lo medido en los ensayos llega al 15%, los números estimados con el modelo dan ideas muy claras de lo que se puede esperar en cuanto a aceleración resistente perpendicular al plano de un muro de mampostería no reforzada. El autor considera que si se refinan un poco más algunos de los parámetros de entrada al modelo, como las resistencias máximas a cortante y a tracción de los ladrillos, producto de ensayos estándares sobre las propiedades mecánicas del mortero de pega y de los ladrillos, y algunas propiedades geométricas de difícil estimación como la constante torsional K_T , considerando por ejemplo la fisuración del mortero de pega, se logrará un mejor ajuste entre lo estimado y lo medido.

Es de destacar el buen ajuste que se puede lograr entre la aceleración resistente del muro medida del ensayo a escala bajo cargas inerciales del muro, y la aceleración predicha con base en el momento resistente que resulta del ensayo de la probeta. El ensayo propuesto hecho bajo las mismas condiciones del muro, que puede ser borde libre o soportado, puede homologarse para convertirlo en una medida directa de la aceleración resistente del muro.

En cuanto al modelo, más importante aún que el valor de la aceleración resistente predicha por éste, que es muy cercana a la medida, son las tendencias señaladas que permiten reconocer el tipo de participación que tienen las diferentes variables que intervienen en el fenómeno, que finalmente posibilita discernir entre las buenas y las malas prácticas constructivas y orientar algunas tendencias en la fabricación de los ladrillos de tal manera que se obtengan las mas altas resistencias con el mínimo de material.

7. APLICACIONES

El modelo propuesto permite explicar algunos de los daños en edificaciones de mampostería no reforzada después de sismos intensos, al tiempo que llama la atención sobre algunas prácticas en la construcción de este sistema, que reducen considerablemente o anulan en algunos casos la resistencia de estos muros. Debe evitarse, entonces:

- La reducción del espesor de los muros, t . Esta dimensión, según se veía, está en proporción directa con la aceleración resistente.
- El incremento de la altura del ladrillo, w . Esta dimensión está en proporción inversa con la aceleración resistente.
- El incremento de las luces no soportadas, L . Esta dimensión al cuadrado está en proporción inversa a la aceleración resistente.
- Interrumpir la continuidad del mecanismo de transmisión de cargas en dirección horizontal por el empotramiento de líneas verticales de conducción (energía, agua, teléfono) o puertas y ventanas en los muros. Esta condición reduce a cero la aceleración resistente del muro.
- Transmitir cargas perpendiculares al plano del muro provenientes de otros elementos del sistema, como por ejemplo los techos. La resistencia de estos muros a cargas perpendiculares a su plano es apenas suficiente para transmitir sus propias cargas inerciales.

Igualmente, deben fomentarse las siguientes prácticas:

- Conexión de los bordes superiores de los muros. Las aceleraciones resistentes de los muros se disminuyen aproximadamente a la mitad por efecto del borde superior libre.
- Transmisión de cargas axiales a todos los muros de la edificación. El habilitar dos mecanismos de transmisión de cargas inerciales perpendiculares al plano del muro aumenta la capacidad resistente del muro.
- Cuidado especial del mortero de pega vertical que tradicionalmente se ha despreciado. Cerca del 60% de la aceleración resistente de los muros se debe al mecanismo de compresión del mortero de pega vertical.

En función de las dimensiones del ladrillo, de su densidad, de la resistencia máxima al cortante de los morteros de pega, de un factor de reducción de resistencia, ϕ_R , y de la aceleración máxima para diseño en la zona, se puede definir la longitud máxima no soportada de los muros, si es que sólo se considera el mecanismo propuesto para transmisión de las cargas inerciales perpendiculares al plano del muro:

$$L = \sqrt{\frac{8\phi_R M_R}{\gamma \cdot t \cdot (w + b) \cdot (a_R / g)}} \quad (22)$$

Por ejemplo, si se selecciona para cierta construcción un ladrillo y un mortero de pega como el utilizado en el segundo ensayo descrito, se tiene cuidado de eliminar los bordes libres en todos los muros, se acepta un factor de reducción de resistencia de 0.7 y se utiliza una aceleración para diseño de 0.6g, la longitud libre máxima no soportada de los muros sin carga axial sería de 5.2m.

Ahora, si a esta edificación se le agregan condiciones de borde libre en uno de los muros no cargueros y una pega vertical pobre o nula, la aceleración resistente, si se mantiene una longitud libre no soportada de 5.2 m, se reduce a 0.11g.

8. CONCLUSIONES

El modelo propuesto para transmisión de cargas perpendiculares al plano en muros de mampostería no reforzada, verificado a través de ensayos a escala, impresiona por los valores tan altos de aceleraciones horizontales resistentes encontradas y al mismo tiempo llama la atención sobre prácticas comunes de construcción en muchos países, como por ejemplo el uso de muros muy esbeltos y de grandes claros en dirección horizontal, especialmente en Latinoamérica, que pueden reducir sustancialmente las resistencias encontradas a niveles peligrosos en términos de las aceleraciones probables en esas latitudes, e inclusive anular completamente las resistencias.

El contar con un modelo que explique las enormes diferencias en cuanto a daños reportados en edificaciones de mampostería no reforzada aparentemente iguales y después de sismos intensos, permite dirigir acertadamente, no sólo las reparaciones sino la construcción de nuevas edificaciones.

AGRADECIMIENTOS

El autor quiere expresar su más sincero agradecimiento a las dos instituciones que apoyaron el desarrollo de este trabajo, la Universidad EAFIT y la Universidad de Canterbury. En particular al Dr. José Ignacio Restrepo, director del laboratorio de estructuras de la segunda institución, sin cuyas ideas, comentarios y acompañamiento, este proyecto no sería una realidad. Al Dr. Felix Londoño, Director de investigación y docencia, y a la Lic. Diana Ospina, jefe del Dpto. de compras de la primera institución, por su esfuerzo para hacer viable los ensayos de los muros con materiales colombianos en el laboratorio de la Universidad de Canterbury al otro lado del mundo. Igualmente, se quiere dejar constancia del desinteresado aporte de la ladrillera San Cristobal de Medellín por la donación de los ladrillos para realizar los ensayos, y a la Federación Nacional de Cafeteros de Colombia por donar el transporte de los ladrillos desde Colombia hasta Nueva Zelanda.

Igualmente, el autor quieren agradecer el compromiso, sin el cual no hubiera sido posible la ejecución de los ensayos, de los técnicos del laboratorio de estructuras de la Universidad de Canterbury.

Finalmente, agradecer la participación en la dirección del último ensayo del estudiante de doctorado de la Universidad Politécnica de Cataluña, Ricardo Bonett, quien se desplazó desde España hasta Nueva Zelanda para colaborar en el desarrollo de este proyecto.

REFERENCIAS

- Abrams, D P, R Angel y J Uzarski (1993), "Transverse strength of damaged URM infills", *The professional Journal of the Masonry Society*, Vol. 12, No. 1, pp. 45-52.
- Blaikie, T E L y R A Davey (2000), "Seismic behaviour of face loaded unreinforced masonry walls", *12 World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, enero, Artículo No. 2574.
- Doherty, T K, B Rodolico, N T K Lam, J L Wilson y M C Griffith (2000), "The modeling of earthquake induced collapse of unreinforced masonry walls combining force and displacement principals", *12 World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, enero, Artículo No. 1645.
- Gambarotta, L y LL Moneto (1999), "On the Dynamic Approach to the Out of Plane Seismic Collapse of Masonry Walls", *8th North American Masonry Conference*, Austin, Texas, junio, Artículo No. 3D.2.
- Kuzik, M D, J J R Cheng y A E Elwi (1999), "Full-Scale Out-of-Plane Cyclic Tests of Masonry Walls with External GFRP Sheets", *8th North American Masonry Conference*, Austin, Texas, junio, Artículo No. 6A.2.
- Lam, N.T.K, J L Wilson y G L Hutchinson (1995), "The seismic resistance of unreinforced masonry cantilever walls in low seismicity areas", *Bulletin NZNSEE*, Vol. 28, No. 3, pp. 179-195.
- Mojsilovic, N. y P Marti (1999), "Masonry Subjected to Combined Actions: an Overview", *8th North American Masonry Conference*, Austin, Texas, junio, Artículo No. 1D.1.

- Paulay, T. y M J N Priestley (1992), *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley & Sons, 744 p.
- Shultz, A.E. y J G Mueffelman (1999), "Design Aspects for Stability of Masonry Walls under Out-of-plane Loading", *8th North American Masonry Conference*, Austin, Texas, junio, Artículo No. 3D.1.
- Timoshenko, S.P. y J N Goodier (1970), *Theory of elasticity*, McGraw-Hill, 3^{ra} edición, 567 pp.

Criterio de diseño basado en confiabilidad para el refuerzo de edificios con disipadores de energía sísmica

Marco Antonio Torres Pérez-Negrón y Sonia E. Ruiz Gómez

Instituto de Ingeniería, UNAM

Ciudad Universitaria, Apdo. Postal 70-472, Coyoacán, 04510 México, D.F.,

e-mail: atop@pumas.iingen.unam.mx, srug@pumas.iingen.unam.mx

RESUMEN

Se propone una metodología para el diseño por desempeño del refuerzo de edificios mediante disipadores de energía. El método se basa en construir curvas de demanda de peligro sísmico asociadas a distintas propuestas de refuerzo utilizando la respuesta de sistemas de un grado de libertad. A partir de estas curvas se selecciona el refuerzo más adecuado de manera que se cumplan los límites tolerables de los estados límite de servicio y de falla tanto de la estructura como de los disipadores. El método se aplica a un marco de 10 niveles con un periodo fundamental de vibración de 1s, que se encuentra desplantado en suelo blando de la Cd. de México.

ABSTRACT

A design algorithm based on a probabilistic seismic demand analysis is proposed for the rehabilitation of buildings with hysteretic energy dissipating devices (EDDs). The acceptance conditions imposed are referred to the maximum story drift developed by the building under rehabilitation, and to the maximum ductility demanded by the EDDs. The algorithm is applied to a 10-story 3-bay reinforced concrete building which is rehabilitated with steel U-type EDDs. The building's fundamental period of vibration is equal to 1s and it is located on Mexico City's soft soil.

1. INTRODUCCIÓN

Los sismos recientes (Loma Prieta, 1989; Northridge, 1994) han enseñado que daños muy severos en la estructura y en su contenido, a pesar de la poca pérdida de vidas humanas, pueden ocasionar pérdidas económicas muy grandes en cada sismo. En estos eventos se observó que el costo de la pérdida de funcionalidad es muy alto en comparación con el costo adicional que tendría el construir una estructura con niveles de desempeño adecuado. Esto hizo que los ingenieros vieran la necesidad de realizar el diseño de las estructuras para minimizar el nivel de daño ante sismos con cierta probabilidad de excedencia, dependiendo del contenido y uso del edificio. Con esta nueva filosofía de diseño es necesario calcular la demanda sísmica de la estructura ante excitaciones de diferente intensidad y compararla con los estados límite establecidos para cada nivel de desempeño. Una forma para determinar el

nivel de desempeño de una estructura es estimar la probabilidad de excedencia que tiene una cierta capacidad de demanda (desplazamiento máximo, distorsión máxima de entrepiso, demanda de ductilidad, etc).

Una de las maneras de reforzar estructuras es utilizando disipadores de energía. Estos dispositivos mejoran el desempeño de la estructura mediante la adición extra de amortiguamiento y en algunos casos de rigidez al sistema. Esto provoca una reducción en las demandas de desplazamiento y en las fuerzas internas del edificio.

En este artículo se propone una metodología para el diseño de los disipadores en donde se estima la probabilidad de excedencia anual de la respuesta no lineal de la estructura (para el caso de edificios con disipadores estas respuestas serán la distorsión máxima de entrepiso y la ductilidad máxima que desarrolle el disipador) ante futuras excitaciones sísmicas en un sitio específico. Este procedimiento requiere de análisis no lineales de la estructura ante un conjunto de registros de acelerogramas relativamente pequeño y análisis probabilísticos de peligro sísmico de un sitio dado.

2. MÉTODO DE DISEÑO

Para efectuar el diseño se proponen los siguientes pasos:

- 1) Determinar el sistema equivalente de un grado de libertad (SE1GDL) del marco a reforzar, en donde las propiedades del sistema quedan en función de su masa M^* , su rigidez inicial K^* y su resistencia lateral R^* .
- 2) Ajustar el desplazamiento máximo de azotea del SE1GDL para que sea igual al del marco. Esto se hace aumentando el cortante de fluencia y manteniendo la misma rigidez inicial.
- 3) Añadir al SE1GDL del marco un elemento disipador con rigidez lateral, K_d . La rigidez del disipador se supone como un porcentaje de la rigidez del sistema convencional, K_c , en donde $\alpha = K_d / K_c$. Igualmente se supone una relación entre la resistencia del sistema convencional, R_c , y la resistencia del disipador, R_d , en donde $\beta = R_d / R_c$. Es posible relacionar ambas propiedades del sistema marco-disipador mediante la expresión $\alpha = \beta (\delta_{yc} / \delta_{yd})$, en donde δ_{yc} es el desplazamiento de fluencia del sistema original, y δ_{yd} es el desplazamiento de fluencia del sistema disipador.
- 4) Excitar al conjunto SE1GDL más disipador equivalente con un conjunto de sismos, realizando análisis no lineales "paso a paso" en el tiempo. Este conjunto de sismos debe escalararse para diferentes periodos de retorno, con el fin de evaluar diferentes niveles de desempeño.
- 5) Obtener los valores máximos de la distorsión de entrepiso y de la ductilidad del disipador para cada excitación y para cada periodo de retorno. Además, se calculan la mediana, D , y la desviación estándar, σ_{lnD} , para cada nivel de desempeño. Debido a que se ha observado que las respuestas estructurales presentan una distribución lognormal, la mediana y la desviación estándar se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$D = EXP \left[\sum_{i=1}^n \ln d_i / n \right] \quad \sigma_{\ln d} = \left[\sum_{i=1}^n (\ln d_i - \ln D)^2 / (n-1) \right]^{1/2} \quad (1, 2)$$

La mediana puede representarse en función de la pseudoaceleración, Sa/g , mediante una expresión de la siguiente forma (Cornell, 1996):

$$D = a (Sa/g)^b \quad (3)$$

- 6) Calcular las pseudoaceleraciones asociadas con las respuestas límites de interés. Esto se hace despejando en la ecuación anterior, suponiendo conocidos los valores de los coeficientes a y b :

$$Sa_d/g = (D/a)^{1/b} \quad (4)$$

Por otro lado, se ajustan rectas (en un espacio log-lóg) a la curva de peligro sísmico para las pseudoaceleraciones obtenidas. Estas rectas son de la forma:

$$\nu = K (Sa/g)^{-r} \quad (5)$$

- 7) Calcular la tasa media anual de excedencia de una respuesta (d), usando la expresión propuesta por Cornell (1996):

$$\nu_D(d) = \nu \left(\left(\frac{d}{a} \right)^{1/b} \right) \exp \left(\frac{0.5r^2 \sigma_{\ln D}^2}{b^2} \right) = \nu \left(\left(\frac{d}{a} \right)^{1/b} \right) F_c = K \left(\frac{S_{a,d}}{g} \right)^{-r} F_c \quad (6)$$

Esta expresión representa la curva de peligro sísmico, ν , evaluada para el valor $S_{a,d}/g = (d/a)^{1/b}$. F_c puede interpretarse como un "factor de corrección" debido a la incertidumbre en el cálculo de la respuesta (Cornell, 1996).

- 8) Repetir para diferentes cantidades de refuerzo; esto es, proponer diferentes valores de α .
- 9) Determinar a partir de una gráfica la cantidad de refuerzo, α , que es necesaria para no exceder las respuestas límite de la estructura (distorsión máxima de entrepiso y ductilidad máxima del disipador). Estas respuestas límite deberán estar en función del nivel de desempeño que se esté evaluando.
- 10) Transformar el SE1GDL al sistema de MGD. Existen diferentes formas de distribuir los disipadores a la alto de la estructura, por lo que el criterio del diseñador juega un papel muy importante. Más adelante se propone una forma de distribuir los disipadores.
- 11) Revisar que la respuesta del marco con disipadores cumpla con los límites establecidos en el código de diseño que se esté utilizando. Esto se realiza mediante un análisis no lineal "paso a paso" utilizando cuatro excitaciones que provoquen la máxima respuesta. En caso de que sea necesario realizar modificaciones respecto al número de disipadores, estas se realizarán mediante un diseño "paso a paso" utilizando el modelo de la estructura con todos sus grados de libertad.

3. APLICACIÓN A UN MARCO DE 10 NIVELES

A continuación se aplica el método antes propuesto a un marco de 10 niveles y 3 crujeas. Supóngase que la estructura tiene un periodo fundamental de vibración de 1s y se encuentra desplantado en suelo blando de la Cd. de México con características similares a las del sitio de SCT. La estructura fue diseñada con el RCDF-93 con una $Q = 4$ y fue considerada como estructura tipo B. En la figura 1 se presentan las principales características geométricas del edificio y en la tabla 1 las secciones de sus trabes y columnas. Debido a un cambio de uso de la estructura, esta deja de ser clasificada como estructura tipo B para convertirse en una tipo A. Por lo que para la nueva revisión el sismo de diseño se debe multiplicar por un factor de 1.5.

La excitación que se supone se espera en el lugar en donde se ubica el marco corresponde al acelerograma del movimiento registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transporte durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en su componente E-W. Aquí se considera este como el sismo de diseño. Como es bien conocido, este sismo es de banda estrecha, y presenta un periodo dominante de 2 s.

Para obtener la demanda sísmica de la estructura se realizó un análisis no lineal “paso a paso” en la historia del tiempo. Esto se realizó mediante el programa de análisis DRAIN-2DX (Prakash et al, 1993). El modelo de la estructura no considera degradación de rigidez ni de resistencia en el comportamiento histerético de sus elementos.

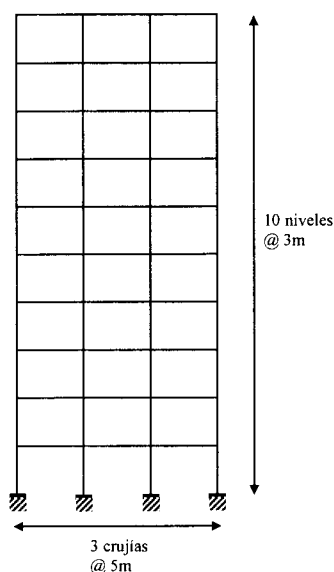
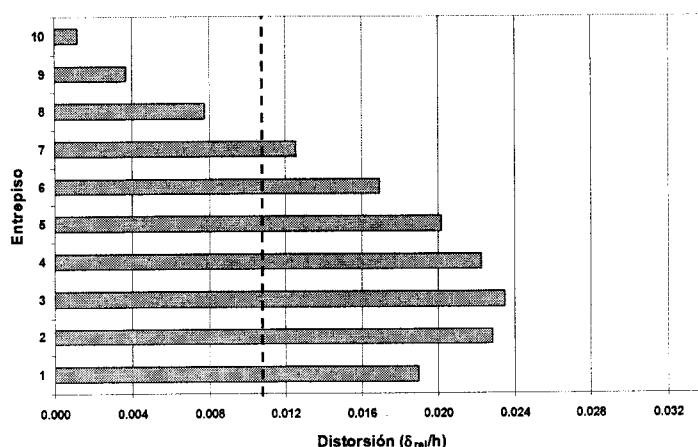
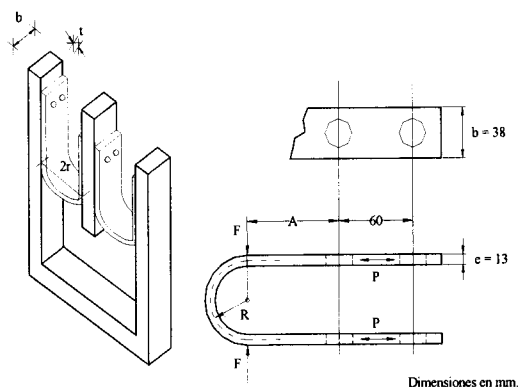
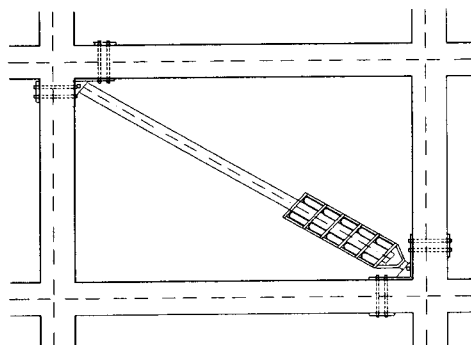


Figura 1. Geometría del marco.

Al revisarse la respuesta de la estructura ante la nueva excitación se encuentra que esta excede el límite establecido por el RCDF-93; en donde para estructuras a base de marcos sin elementos no estructurales ligados a los elementos estructurales se tiene una distorsión límite de entrepiso de 0.012 veces la altura del entrepiso. Esto se puede apreciar claramente en la figura 2. Es por este motivo que es necesario reforzar la estructura. El refuerzo se lleva a cabo mediante disipadores de energía.

Tabla 1. Secciones de las trabes y columnas.

MARCO DE 10 NIVELES		
Nivel	Columnas (m)	Trabes (m)
1 – 4	.56 x .56	
5 – 6	.54 x .54	.75 x .35
7 – 8	.50 x .50	
9 – 10	.42 x .42	

**Figura 2.** Distorsiones de entrepiso del marco sin reforzar.**Figura 3.** Dispositivo de solera tipo “U” (Aguirre y Sánchez, 1989).**Figura 4.** Colocación del sistema diagonal-disipador.

Para el refuerzo de los marcos con disipadores se utilizaron las propiedades dinámicas del disipador tipo solera en forma de “U” (Figura 3) cuyo comportamiento histerético se ha visto que es muy estable (Aguirre y Sánchez, 1989). Este tipo de disipador se coloca en un elemento diagonal. Con el fin de no introducir flexión al sistema diagonal-disipador este último se articula en sus extremos (Figura 4).

3.1 CÁLCULO DEL DISEÑO

Las propiedades del SE1GDL se calculan a partir de un análisis estático no lineal (“pushover”, en inglés). El perfil de fuerzas laterales se obtuvo de multiplicar la forma del primer modo por la masa de cada entrepiso. Para la obtención del SE1GDL se utilizó el procedimiento usado por Collins et al. (1995) aplicando la formulación del cortante basal en donde el vector $\{\Psi_2\} = \{1\}$ para que el valor de K^* corresponda a la rigidez del sistema completo. Las propiedades del SE1GDL se muestran en la tabla 2. En donde M^* y K^* son la masa y la rigidez inicial del sistema de 1GL, P^* es el factor de participación por el cual debe multiplicarse la excitación, D_y es el desplazamiento de fluencia y K_2/K^* es la relación entre la rigidez de postfluencia y la inicial del sistema

Tabla 2. Propiedades del SE1GDL.

M^* (Ton-s ² /m)	K^* (Ton/m)	P^*	D_y (m)	K_2/K^*
36.5422	1221.32	1.5232	0.0556	0.062

Al someter al sistema equivalente al conjunto de excitaciones escaladas, se observa que existen variaciones con respecto a la respuesta del SMGDL. Es por esto que el SE1GDL se ajusta para que el desplazamiento máximo que se produzca sea igual al que presenta en la azotea el SMGDL. Para lograr esto se aumenta el valor del cortante de fluencia del SE1GDL hasta que los desplazamientos máximos coincidan considerando los distintos periodos de retorno a los que se escalan. El factor por el cual se aumenta el cortante de fluencia depende considerablemente del comportamiento no lineal que desarrolle la estructura. Entre mayor sea este mayor será la diferencia entre el cortante basal de fluencia del SMGDL y su correspondiente SE1GDL.

Una vez que se ajusta el sistema equivalente se le añade en paralelo un elemento disipador equivalente. Se proponen diferentes valores de rigidez para el disipador equivalente. Esta rigidez se define como un porcentaje de la rigidez del sistema equivalente, en donde $\alpha = K_d/K$. Para el edificio en estudio se propuso una variación de α de 0 hasta 0.7 (el valor de $\alpha = 0$ corresponde al edificio sin refuerzo).

Los SE1GDL con disipadores fueron excitados mediante un conjunto de 13 sismos simulados a partir del registro obtenido en SCT-EW-85. Los sismos se escalan de tal forma que la aceleración espectral de un sistema lineal con un periodo de 1s sea igual a la aceleración obtenida a partir de la curva de peligro sísmico del sitio, para un periodo de retorno asociado al nivel de desempeño que se quiera evaluar. Los periodos de retorno que se utilizaron para el escalamiento fueron 9, 130 y 1000 años. Las aceleraciones asociadas a estos periodos de retorno fueron obtenidas a partir de la curva de peligro sísmico calculada para el sitio de interés por Alamilla (2001). La figura 5 muestra las gráficas de la tasa media anual de excedencia de aceleración espectral para un sistema lineal ($\mu=1$) con periodo de vibración $T=1s$ y fracciones de amortiguamiento crítico (ξ) igual a 2% y a 5%. La curva calculada con 2% se utiliza debido a que es recomendable que se utilice este valor de amortiguamiento cuando se evalúe la respuesta estructural asociada al estado límite de servicio. Para el caso en estudio, el estado límite de servicio se asocia a un periodo de retorno de 9 años.

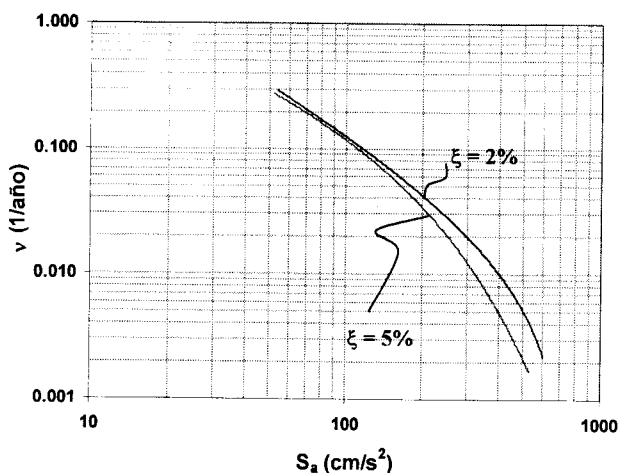


Figura 5. Curva de peligro sísmico. $T=1s$ y $\mu=1$.

En las figuras 6 y 7 se muestran curvas ajustadas correspondientes a la medianas de la distorsión máxima de entrepiso y de la ductilidad máxima en el dissipador, respectivamente. Se puede observar que los valores se van reduciendo conforme aumenta la cantidad de refuerzo en la estructura. Estas gráficas se realizaron ajustando una función de la forma $d = a (S_a/g)^b$ para cada valor de α . Los valores de los coeficientes a y b se muestran en la tabla 3.

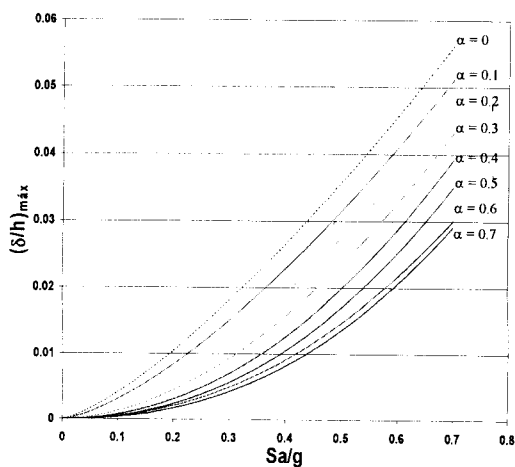


Figura 6. Desplazamiento máximo de entrepiso.

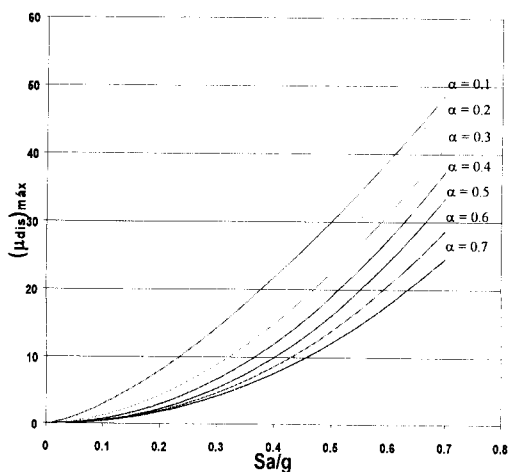


Figura 7. Ductilidad máxima del dissipador.

Una vez que se ajustaron las medianas se obtienen las pseudoaceleraciones asociadas a las respuestas de la estructura que nos interesan mediante la ecuación 4. En las tablas 4 y 5 se muestran los valores de las demandas y las aceleraciones que se tomaron en cuenta. Debido a que la curva de peligro sísmico se supone acotada para una aceleración de 0.6 veces la gravedad, se considera este valor como la máxima aceleración posible. En las tablas se puede observar que existen demandas que se encuentran asociadas a valores de aceleraciones mayores que este límite. Para estos casos se encontró la demanda que se asocia con esta aceleración máxima y se considera que esta es la máxima respuesta que puede presentar la estructura.

Tabla 3. Valores de los coeficientes de la función de ajuste.

α	$(\delta_{rel}/h)_{m\acute{a}x}$		$(\mu_{dis})_{m\acute{a}x}$		σ	
	a	b	a	b	a	b
0.0	0.0906	1.3416	---	---	0.1119	0.3116
0.1	0.0855	1.4425	81.5126	1.4436	0.1270	0.4654
0.2	0.0833	1.6035	79.2622	1.6000	0.1150	0.2382
0.3	0.0823	1.8104	78.2909	1.8068	0.1155	0.0820
0.4	0.0808	2.0308	76.8898	2.0258	0.1269	0.2096
0.5	0.0756	2.1559	72.3602	2.1629	0.1130	0.1052
0.6	0.0643	2.1351	61.5095	2.1452	0.1103	0.0519
0.7	0.0654	2.2697	51.7031	2.0904	0.1191	0.1027

Tabla 4. Valores de pseudoaceleraciones asociados a distorsiones máximas de entrepiso.

$(\delta/h)_{m\acute{a}x}$	Sa/g								Promedio
	α_0	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	α_7	
0.004	0.097710	1.19740	1.50520	1.88140	2.27570	2.55810	2.72270	2.9205	0.20048
0.006	0.132190	1.58600	1.93830	2.35370	2.77860	3.08740	3.29210	3.4917	0.24812
0.012	0.221610	2.56430	2.98640	3.45160	3.90890	4.25820	4.55480	4.7388	0.35849
0.020	0.324310	3.65400	4.10680	4.57670	5.02680	5.39670	5.78600	5.9349	0.47156
0.030	0.438760	4.83990	5.28830	5.72560	6.13770	6.51330	6.99600	7.0958	0.58730

Tabla 5. Valores de pseudoaceleraciones asociadas a la ductilidad máxima del disipador.

μ_{DIS}	Sa/g								Promedio
	α_0	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	α_7	
2	---	0.076660	1.00290	1.31380	1.65070	1.90310	2.02490	2.1101	0.14223
8	---	0.200280	2.38520	2.82970	3.27230	3.61260	3.86420	4.0955	0.29705
15	---	0.309560	3.53310	4.00710	4.46300	4.83100	5.17990	5.5323	0.41699
20	---	0.377830	4.22900	4.69870	5.14400	5.51820	5.92330	6.3486	0.48758
30	---	0.500360	5.44870	5.88080	6.28380	6.65600	7.15560	7.7075	0.60860

Posteriormente se ajustan funciones de la forma $K (Sa/g)^r$ a la parte de la curva de peligro sísmico en donde se encuentran las aceleraciones promedio asociadas a las respuestas de interés. Para el caso en estudio se ajustaron 4 rectas. Una se utiliza para definir la pendiente inicial de la curva de peligro sísmico con $\xi = 2\%$ y las otras 3 para definir las pendientes características de la curva realizada con $\xi = 5\%$. En la figura 8 se definen estas rectas.

Al utilizar la ecuación 6 propuesta por Cornell (1996) para evaluar la tasa de excedencia anual de una respuesta, se usan los valores correspondientes de a , b , K y r calculados anteriormente. En las figuras 9 y 10 se pueden observar las curvas de peligro de la demanda estructural para cada porcentaje de refuerzo, en donde estas demandas son la distorsión máxima de entrepiso y la ductilidad máxima del sistema disipador, respectivamente.

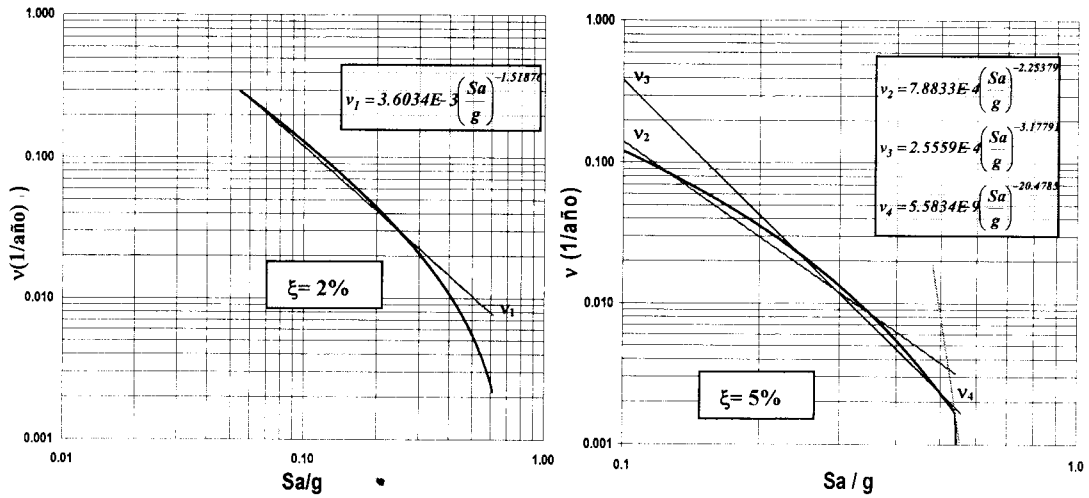


Figura 8. Funciones ajustadas a las curvas de peligro sísmico.

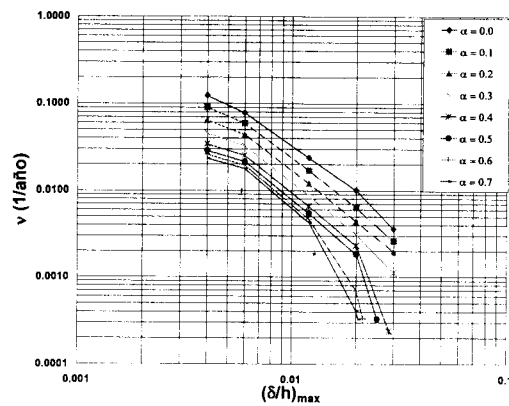


Figura 9. Curva de tasa de excedencia de la distorsión de entrepiso.

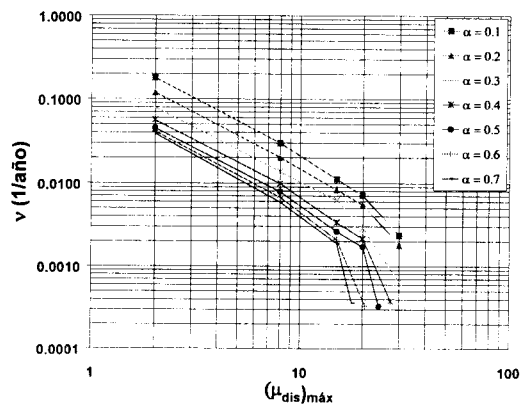


Figura 10. Curva de tasa de excedencia de la ductilidad del sistema disipador.

Es posible representar estas dos figuras en una sola gráfica tridimensional como se muestra en la figura 11. En los ejes horizontales de esta gráfica se representa la variación de la relación de rigideces, α , y de la tasa de excedencia, ν . En los ejes verticales se encuentran las distorsiones de entrepiso, $(\delta/h)_{\max}$, y las demandas máximas de ductilidad en los disipadores, $(\mu_{dis})_{\max}$.

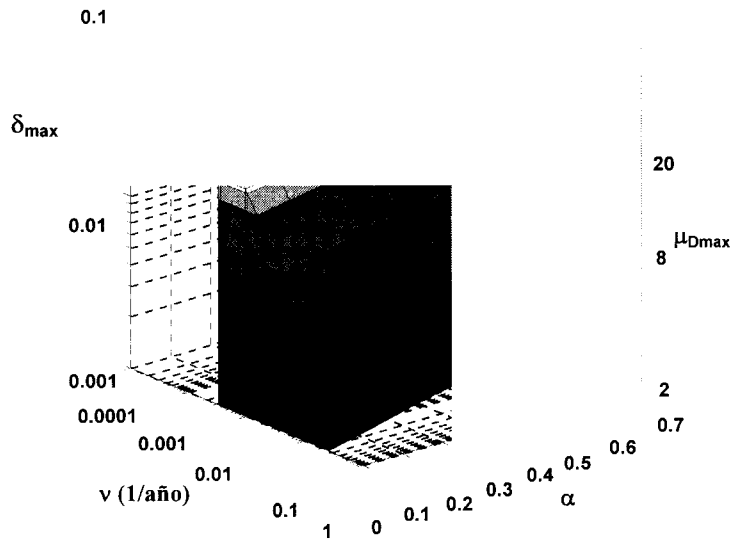


Figura 11. Superficie de desempeño.

Para obtener la cantidad de refuerzo necesaria primero se selecciona el valor de ν a evaluar, definiendo así un plano vertical y una curva plana en la intersección con la superficie de desempeño. Después, siguiendo dicha curva, se busca la intersección con alguno de los parámetros de diseño, $(\delta/h)_{\max}$ ó $(\mu_{dis})_{\max}$, establecidos como límite aceptable. Debe asegurarse que el punto elegido cumpla con los límites establecidos para ambos parámetros. Una vez obtenido este punto se obtiene el valor de α correspondiente. Cuando se utilicen las representaciones bidimensionales (Figuras 9 y 10) se sigue el mismo procedimiento, cuidando que la cantidad de refuerzo obtenida cumpla con ambas condiciones de diseño.

Para el marco en estudio se revisan tres niveles de desempeño asociados a sismos de pequeña, mediana y alta intensidad típicos de la zona de suelo blando de la Cd. de México. Los periodos de retorno que se recomiendan para cubrir las diferentes intensidades de los sismos son 20, 100 y 300 años respectivamente. Los valores límite de los parámetros de diseño, $(\delta/h)_{\max}$ y $(\mu_{dis})_{\max}$, para cada nivel de desempeño deberían proporcionarse en el código de diseño. A falta de estos valores aquí se consideran como válidos los que aparecen en la Tabla 6.

Al entrar en la figura 11 con los valores límite anteriores se obtienen los valores de α de diseño. En la tabla 7 se muestran los valores de α que se obtuvieron para cumplir con cada condición. Con letra cursiva se observa el valor de α que rige el diseño.

Tabla 6. Valores límites de diseño utilizados.

T_R (años)	v (1/años)	$(\delta/h)_{\text{máx}}$	$(\mu_{\text{dis}})_{\text{máx}}$
20	0.05	0.004	2
100	0.01	0.012	8
300	0.0033	0.030	20

Tabla 7. Valores de α para los diferentes periodos de retorno.

α					
$T_R = 20$ años		$T_R = 100$ años		$T_R = 300$ años	
$(\delta/h)_{\text{máx}}$	$(\mu_{\text{dis}})_{\text{máx}}$	$(\delta/h)_{\text{máx}}$	$(\mu_{\text{dis}})_{\text{máx}}$	$(\delta/h)_{\text{máx}}$	$(\mu_{\text{dis}})_{\text{máx}}$
0.29	0.45	0.25	0.40	0.04	0.28

Para hacer la transformación de las propiedades de los disipadores que se obtuvieron con el sistema equivalente al marco de varios grados de libertad y determinar el número de disipadores a lo alto del edificio se hacen las siguientes consideraciones:

- Los disipadores se colocarán únicamente en los entrepisos en donde se exceden las distorsiones máximas permisibles. Al refinar el diseño mediante análisis “paso a paso” es posible eliminar los disipadores en algún entrepiso.
- El valor de α de diseño será un valor promedio obtenido a partir de las relaciones de rigidez (disipador-entrepiso) de todos los entrepisos, incluyendo aquellos en los que no se requieran los disipadores. El valor de α que se utilice en cada entrepiso en donde se coloquen disipadores será proporcional a la distorsión que se presente.

Para calcular el número de disipadores de cada entrepiso se distribuye el valor de α obtenido en los pisos en donde se requieran en función de las distorsiones presentadas, para ello se utilizaron las siguientes expresiones:

$$\alpha_{\text{smgdl}} = \alpha \left(\Delta / \frac{\sum \Delta}{n} \right) ; \quad \Delta = \left(\frac{\delta_n}{h_n} \right) - \left(\frac{\delta}{h} \right)_{\text{limite}} \quad (7, 8)$$

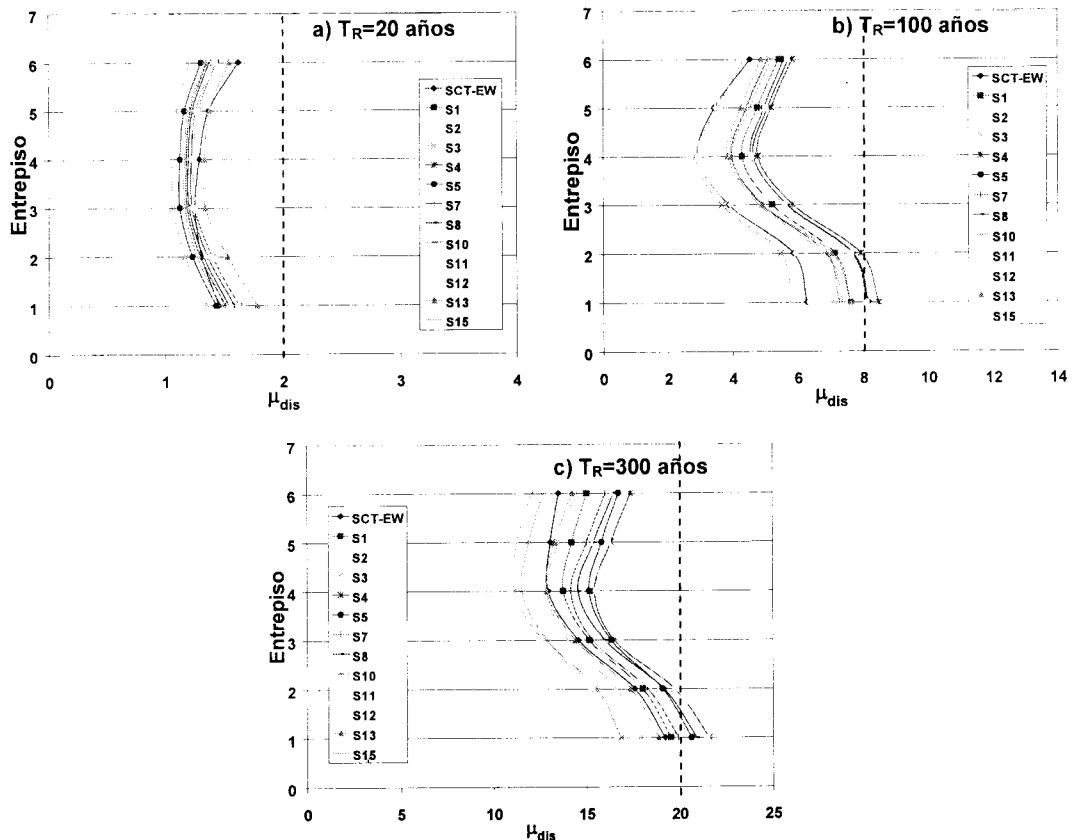
en donde, n es el número total de entrepisos, incluyendo aquellos en donde no sea necesario el uso de disipadores; Δ es la diferencia entre la distorsión que se presenta en el entrepiso, (δ_n/h_n) , y la distorsión límite permitida, $(\delta/h)_{\text{limite}}$; este valor únicamente se calculará para los entrepisos en donde se coloquen disipadores. La rigidez de los disipadores necesaria por entrepiso, K_d , será igual a:

$$K_d = K_c \cdot \alpha_{\text{smgdl}} \quad (9)$$

en donde, K_c es la rigidez del sistema de entrepiso sin disipador. En la tabla 8 se muestran los valores de los cálculos para obtener el número de disipadores por entrepiso. A partir de la tabla 7 se observa el valor de la relación de rigideces a utilizar ($\alpha = 0.45$) asociada a un periodo de retorno de 20 años, por lo que la distorsión de entrepiso límite es de 0.004. Las distorsiones de entrepiso utilizadas fueron las obtenidas con el sismo que provocaba la mayor demanda para este periodo de retorno.

Tabla 8. Obtención del número de disipadores por entrepiso.

Entrepiso	δ / h	Δ	Δ/Δ_{prom}	α_{smgdl}	K_c (Ton/m)	K_d (Ton/m)	# Disip. x Entrep.
10	0.0009	0	0.00	0.0000	3423.5003	0.000	-
9	0.0015	0	0.00	0.0000	4647.5170	0.000	-
8	0.0019	0.0000	0.00	0.0000	6598.6723	0.000	-
7	0.0031	0.0000	0.00	0.0000	7075.7985	0.000	-
6	0.0046	0.0006	0.5505	0.2477	8103.9489	2007.400	6
5	0.0058	0.0018	1.6514	0.7431	8406.3778	6246.941	16
4	0.0064	0.0024	2.2018	0.9908	9012.5369	8929.853	22
3	0.0070	0.0030	2.7523	1.2385	9279.4190	11492.858	28
2	0.0068	0.0028	2.5688	1.1560	9778.1002	11303.125	28
1	0.0043	0.0003	0.2752	0.1239	13945.2509	1727.164	4
Promedio		0.00109	1.0000	0.4500			

**Figura 12.** Ductilidad máxima desarrollada por los disipadores de energía (Diseño Inicial).

Una vez propuesto el número de disipadores por entrepiso, se verifica que las respuestas obtenidas a partir de análisis no lineales “paso a paso” en el tiempo, utilizando el modelo de MGD, sean menores que los límites establecidos en la tabla 6. Si estos límites son excedidos deberá refinarse el diseño “paso a paso” utilizando el modelo de múltiples grados de libertad. La propuesta para las NTC-Sismo correspondientes al RCDF 2003

recomienda que cuando se realice este tipo de análisis deberán utilizarse por lo menos 4 sismos independientes entre sí. Para este caso se utilizaron los 13 sismos. En la figura 12 se muestran las ductilidades que presentaron los disipadores del marco al ser excitado. Con línea punteada se observa la ductilidad máxima permitida para cada periodo de retorno. La ductilidad que desarrollan los disipadores del primer nivel al excitar la estructura con los sismos escalados para $T_R = 100$ años y $T_R = 300$ años sobrepasa la ductilidad máxima permisible. Debido a esto se refina el diseño "paso a paso".

Tabla 9. Número final de disipadores.

Entrepiso	# Disipadores x Entrepiso
10	0
9	0
8	0
7	0
6	6
5	16
4	22
3	28
2	28
1	8

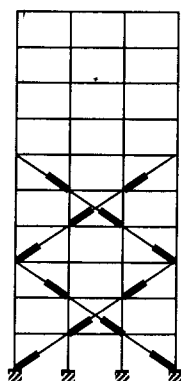


Figura 13. Arreglo de los disipadores.

Debido a lo anterior se aumentó a 8 disipadores el refuerzo en el primer nivel. En la tabla 9 se muestra el número final de disipadores por entrepiso. En la figura 13 se muestra el arreglo de los contravientos en donde se colocan los disipadores de energía, que como se demuestra en Ruiz, Urrego y Silva (1995), es un arreglo adecuado para este tipo de estructuras, en función de su periodo fundamental de vibración, desplazamientos del nivel superior, desplazamientos de entrepiso, fuerzas axiales en las columnas del primer nivel y del cortante de entrepiso originado únicamente por fuerzas sísmicas. En las figuras 14 y 15 se muestran las respuestas máximas de la estructura y de los disipadores al ser excitados con los diferentes sismos. Se puede observar que para todos los casos las respuestas se encuentran dentro de los límites permitidos.

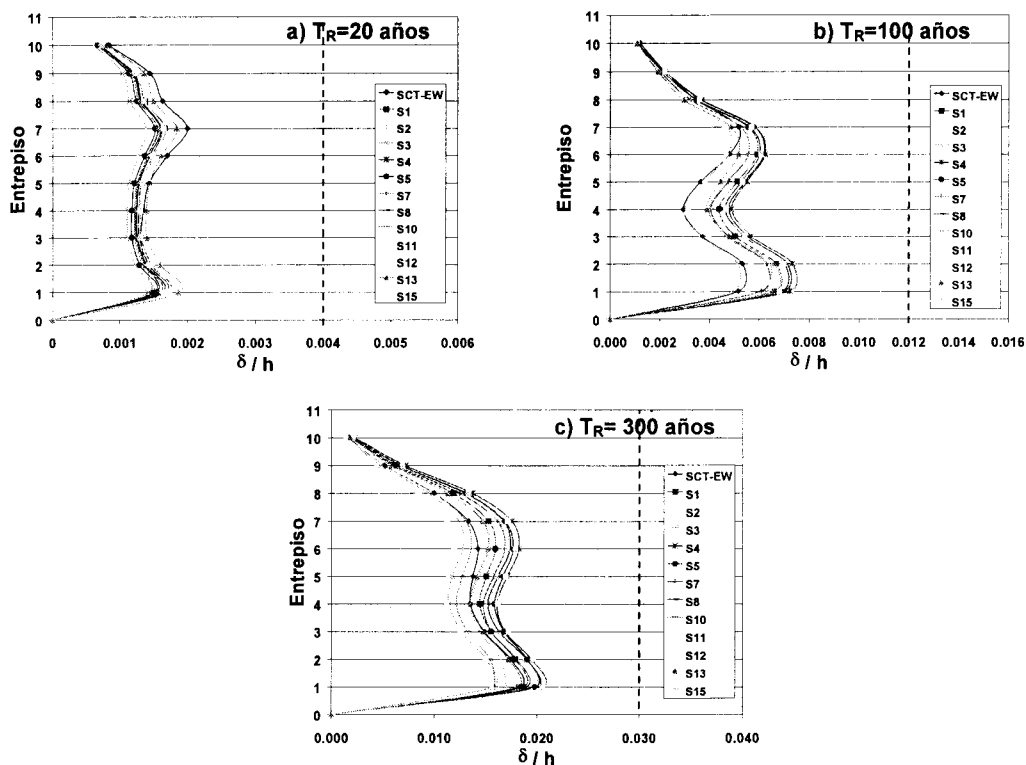


Figura 14. Distorsiones de entrepiso del marco con disipadores de energía (Diseño Final).

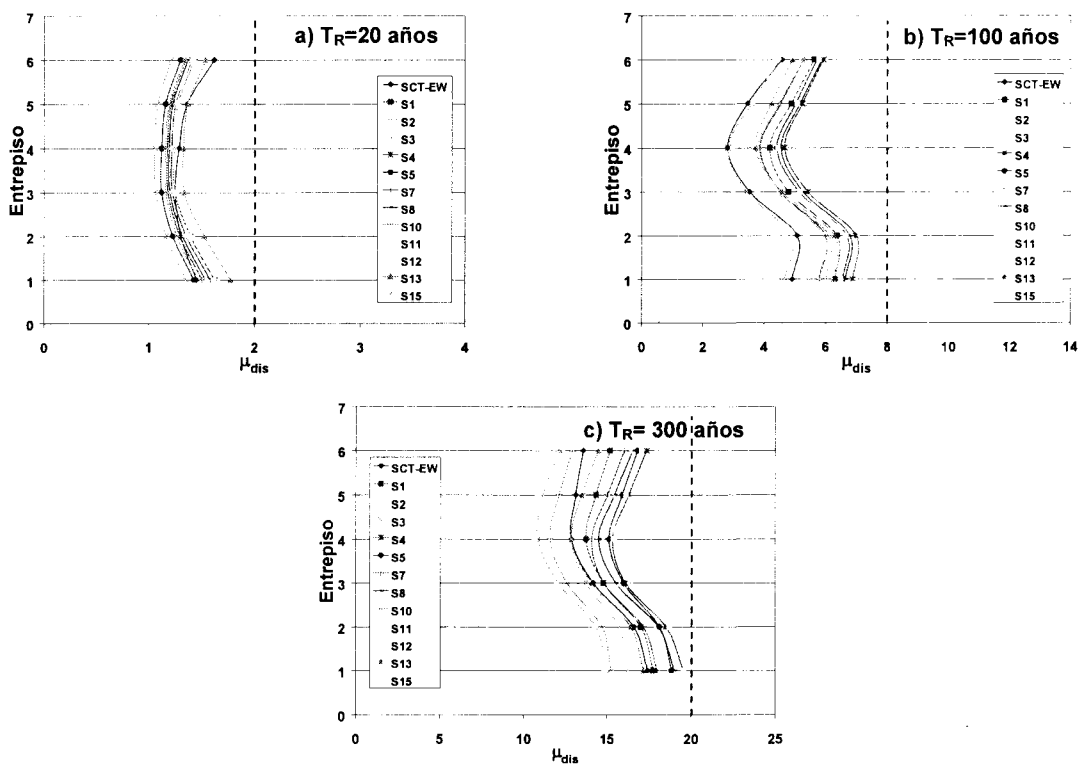


Figura 15. Ductilidades máximas de los disipadores de energía(Diseño Final).

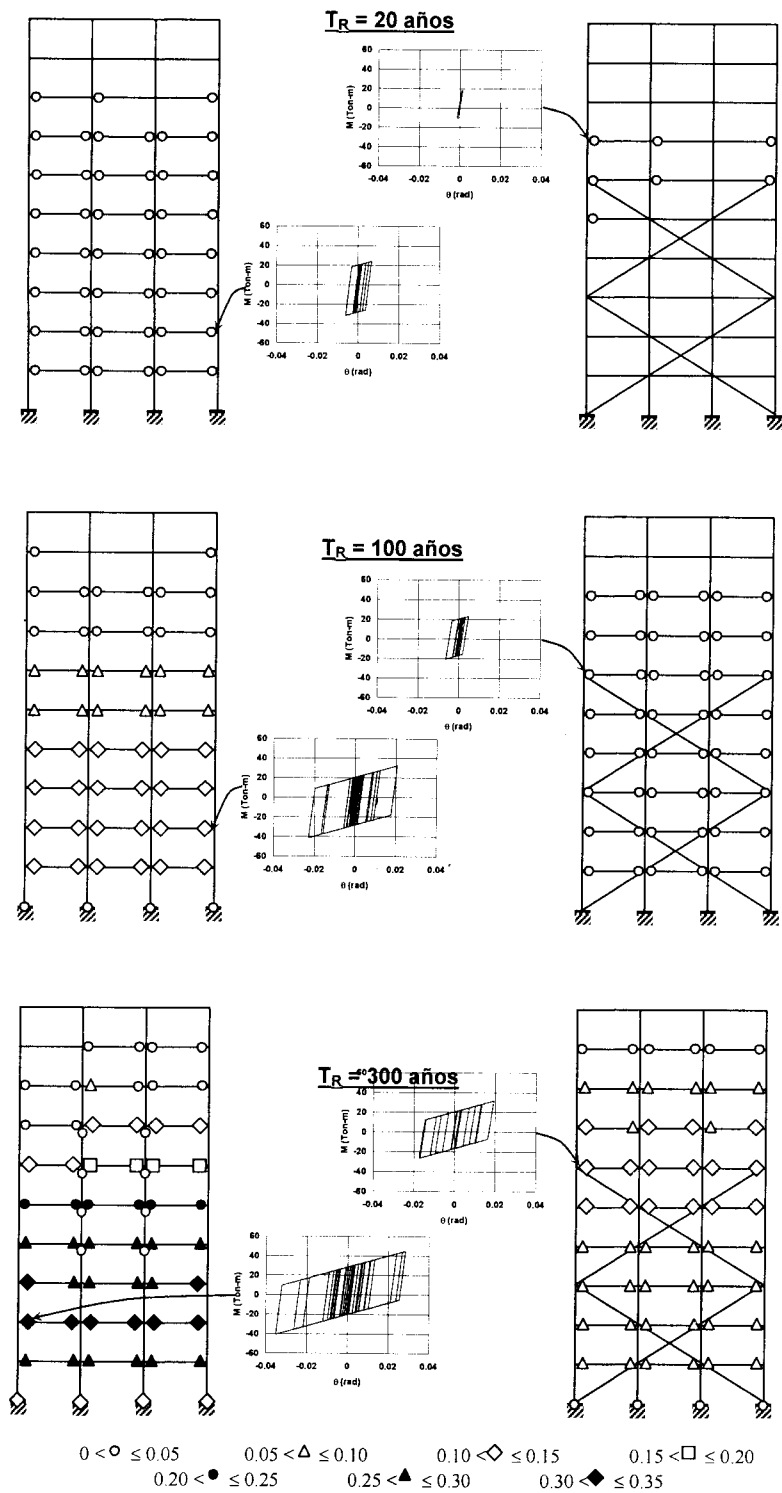


Figura 16. Formación de articulaciones plásticas en los elementos para el marco con y sin disipadores.

En la figura 16 se hace una comparación entre las articulaciones plásticas que se forman en los elementos de la estructura original y con disipadores para los diferentes niveles de desempeño evaluados, utilizando el sismo que provoca la mayor demanda en cada caso. También se muestran los diagramas Momento-Rotación para los elementos en donde se forma la articulación plástica de mayor demanda. Es apreciable la reducción en la demanda de comportamiento plástico que presentan los elementos del marco con disipadores con respecto al marco original.

4. CONCLUSIONES

El diseño obtenido a partir del criterio propuesto puede ser refinado mediante análisis “paso a paso” en el tiempo, por lo que su uso se recomienda como un método para el prediseño de los disipadores.

El método se aplicó a un edificio de 10 niveles y 3 crujeas ubicado en zona de suelo blando de la Cd. de México. Se revisaron diferentes niveles de desempeño asociados a sismos de baja, mediana y alta intensidad típicos de la zona. Al reforzar el edificio con disipadores, existió una reducción en la respuesta sísmica y esta se encontró dentro de los límites establecidos para cada nivel de desempeño evaluado.

Los principios utilizados para formular el criterio propuesto pueden ser utilizados para ampliar la metodología hacia otros tipos de sistema de refuerzo.

REFERENCIAS

- Alamilla, J. (2001). Comunicación personal.
- Aguirre M. y Sánchez A. R. (1989). “Pruebas de Elementos Disipadores de Energía Sísmica”, *Revista Construcción y Tecnología*, IMCYC, **1(10)**, México D.F., 178.
- Aguirre M. y Sánchez, R. (1992). “Structural Seismic Damper”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **118(5)**, 1158-1171.
- Collins K.R., Wen Y.K. y Foutch D.A. (1995). *Investigation of Alternative Seismic Design Procedures for Standard Buildings*, Structural Research Series No. 600, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana.
- Cornell C. A. (1996). “Calculating Building Seismic Performance Reliability: A Basis for Multi-Level Design Norms”, *11th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper N° 2122.
- Miranda E. (1991). “Seismic Evaluation and Upgrading of Existing Buildings”, Ph. D. Thesis, University of California, Berkeley.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (1995). Gaceta Oficial del Distrito Federal, 27 de febrero de 1995, México D.F.
- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1993). Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, Cd. de México.

- Prakash V., Powell G.H. y Campbell S. (1993). "DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide", Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- Qi X.y Moehle J.P. (1991). *Displacement Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes*, Report No. UCB/EERC-91/02, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Ruiz S.E., Urrego O. y Silva F.L. (1995). "Influence of the Spatial Distribution of Energy Dissipating Bracing Elements on the Seismic Response of Multistorey Frames". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, pp. 1511-1525

Ferrocemento: Material apto para la construcción en zonas sísmicas

Daniel Bedoya R

Facultad de Ingeniería Civil
Universidad de Medellín, Colombia
dabedoya@guayacan.udem.edu.co.

Josef Farbiarz F

Facultad de Minas
Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín.
josef@geo.net.co

RESUMEN

Se presenta una síntesis del estado del arte del ferrocemento, incluyendo la descripción de sus materiales constituyentes, y los procedimientos para su construcción. El mortero para ferrocemento debe poseer unas propiedades específicas que son determinadas por los materiales constitutivos de la mezcla.

La optimización de la mezcla se basa en una selección de las proporciones relativas o relaciones entre estos materiales, de manera que se obtenga la mejor consistencia para la colocación del material, garantizando la resistencia, durabilidad, apariencia y funcionalidad especificadas para la estructura, bajo el sistema de cargas que la afecte.

Los parámetros más influyentes son: Relación agua – cemento, relación arena – cemento, gradación de la arena y contenido de aditivos. Se definen parámetros de diseño para mezclas de ferrocemento de alta calidad con materiales apropiados. El propósito de esta discusión es el de fomentar la difusión del material como elemento estructural para la construcción sismo resistente de viviendas.

Palabras claves: Ferrocemento, resistencia a la compresión, diseño sismo resistente, riesgo sísmico, vulnerabilidad, vivienda de interés social.

SUMMARY

A synthesis of the state of the art for ferrocement design and construction, is presented. Cement mortar for ferrocement should possess specific properties which are determined by the constituents of the mixture.

Mixture design optimization is based on the selection of materials proportions such as to obtain the best consistency for placement of the mixture on the forms, while guaranteeing resistance, durability, appearance and functionality, specified for the structure under loads.

The most influential parameters are: Water – cement and sand – cement ratios, sand gradation and admixtures content. Design parameters for high quality ferrocement mixtures, using appropriate materials, are defined. The purpose of this discussion is to encourage the diffusion of knowledge on ferrocement for structural applications in earthquake resistant design and construction.

Keywords: Ferrocement, resistance to the compression, design resistant earthquake, seismic risk, vulnerability, housing of social interest.

1. INTRODUCCIÓN

Desde que el hombre apareció en la Tierra - cazador y recolector - hasta nuestros tiempos, ha estado en busca de un refugio y la naturaleza se lo ha proporcionado, pero a la vez y de forma aleatoria, se lo ha arrebatado. Así, en cada generación de su evolución ha aprendido a construirlos. De ese aprendizaje, que aún no acaba, surge la creación que lo lleva a edificar modernos refugios proyectados hacia el sol.

La vivienda es una necesidad básica del hombre. Suramérica (y en especial Colombia), presenta un alto déficit habitacional en la mayor parte de su territorio. Además no abundan los estudios e investigaciones para buscar soluciones idóneas, con materiales autóctonos, con tecnologías apropiadas y buen desempeño estructural.

Colombia está localizada a lo largo del borde de la placa tectónica Sur América, que está siendo subducida por la placa Nazca. Estos movimientos tectónicos generan una importante actividad volcánica y una variada actividad sísmica que hace que el país tenga zonas de amenaza sísmica alta, intermedia y baja. La demanda de vivienda de muy bajo costo y la escasez de oferta en este renglón del mercado de la construcción promueve el desarrollo urbano informal con el consecuente incremento en el riesgo sísmico debido a la vulnerabilidad de las precarias construcciones hechas, en su mayoría, con mampostería no reforzada no confinada de pobre calidad.

El ferrocemento fue patentado por Joseph Louis Lambot, en 1852. Desde entonces, se ha utilizado de forma empírica en muchos países del tercer mundo, especialmente en el Asia. Sólo en la segunda mitad del siglo XX, a partir de la década de los 60, se desarrolla interés en la comunidad científica por estudiar su comportamiento. En la actualidad se considera un material alternativo en muchas sociedades. El comité ACI-549 está dedicado a su estudio. Es un material de bajo costo, que requiere mano de obra intensiva, pero no calificada, lo que lo hace un material ideal para un medio ávido de vivienda y empleo.

En la literatura internacional se puede encontrar un número de investigaciones e ilustraciones de aplicaciones del ferrocemento en la vivienda de interés social. En Colombia, en particular, se ha publicado relativamente poco material al respecto. Los autores han estudiado algunos aspectos del ferrocemento, incluyendo un acercamiento al diseño sismo

resistente de sistemas estructurales modulares con elementos prefabricados de ferrocemento [Farbiarz 85, Bedoya 98, 03].

En Colombia, y bajo la jurisdicción de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes, NSR-98 (Ley 400 de 1997, y sus decretos reglamentarios), la vivienda de bajo costo se construye generalmente con mampostería estructural, respaldada por el Título D, Mampostería Estructural, o por el Título E, Casas de uno y dos pisos, en mampostería confinada y construcciones en bahareque encementado.

2. FERROCEMENTO: EL MATERIAL

El ferrocemento se puede definir como la “fusión” de un entramado de refuerzo de calibre pequeño con un material aglutinante (mortero), compuesto por material cementante (generalmente cemento Pórtland), material de relleno (arena), agua y, ocasionalmente, aditivos.

Un elemento de ferrocemento, cuya sección típica se presenta en la Figura 1, se obtiene mediante un adecuado diseño para obtener proporciones óptimas de los materiales, incluyendo la cantidad de refuerzo requerida, y un mezclado uniforme de la matriz cementante. Una vez endurecido, el ferrocemento presenta propiedades químicas físicas y mecánicas consistentes con un material de acción compuesta. A pesar de que la matriz cerámica representa, en la mayoría de los casos, más del 95 % del volumen del compuesto, éste tiene un comportamiento dúctil, más parecido al del acero que al del hormigón.

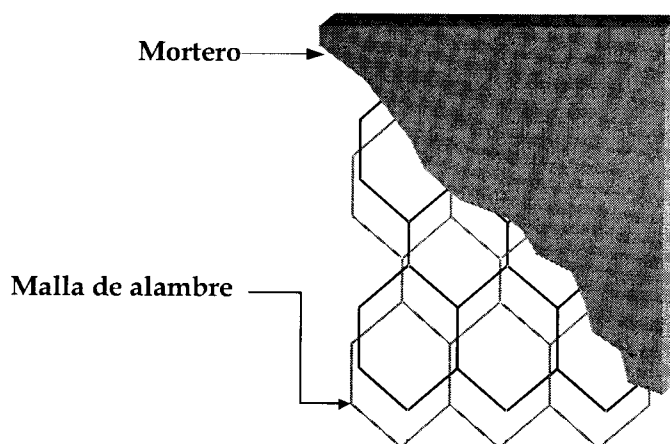
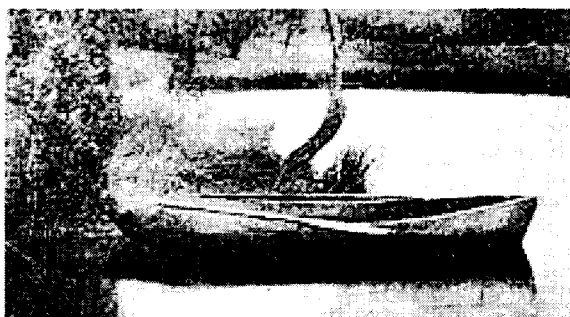


Figura 1. Sección típica de ferrocemento. [Farbiarz 2001].

2.1 Las huellas del ferrocemento

Aunque hay plena evidencia que el uso de morteros reforzados con fibras se remonta a los tiempos del imperio Romano, e, inclusive, a los tiempos de los Sumerios, Joseph Louis Lambot produjo los primeros objetos construidos con mortero reforzado con malla de alambre, en Miraval, en el sur de Francia. Uno de los dos primeros botes que construyó en 1848 se observa en la Fotografía 1 [Pama 92, Bedoya 96].



Fotografía 1. Bote construido en ferrocemento por Joseph Lambot en 1848.

Lambot concibe el ferrocemento como un material de construcción para ser usado como sustituto de la madera en construcciones navales, arquitectónicas, y para uso doméstico, que no está sujeto a daños por agua y humedad. Lo patentó, con el nombre de "ferciment", en 1852.

Una alberca del zoológico de Amsterdam, llamada "La Piscina del Pelicano" fue el puerto, por muchos años, de un pequeño bote construido con ferrocemento en 1887. Existe también evidencia fotográfica que señala que en Italia, en la década de los años 90 del siglo XIX, el romano Carlos Gabellini construyó botes con este material [Farbiarz 2001].

El material tiene una base de malla metálica de alambre o varilla entrelazada, formando un tejido flexible, adaptable al tamaño y forma geométrica deseada del objeto que se quiere construir; este tejido se rellena con una mezcla cementante, generalmente de cemento hidráulico, aunque en su patente, Lambot se refiere también a mezclas de "brea bituminosa" [Pama 92].

Ya en el siglo XX, a principios de los años cuarenta, el arquitecto, ingeniero y constructor italiano, Pier Luigi Nervi, retoma las ideas de Lambot realizando estudios en concretos reforzados con capas de malla de alambre. Se asombra con sus observaciones de los resultados de sus estudios en donde anota que el material obtenido tiene un "comportamiento similar al de un material homogéneo de elevadas resistencias". [Pama 92]. Nervi procede a diseñar y construir diferentes modelos en ferrocemento, considerados racionales y estéticos dentro del diseño estructural.

En sus estudios, Nervi encuentra un material altamente flexible, elástico y resistente a la tracción. Variando diámetros y capas de refuerzo, obtuvo espesores con cualidades importantes como gran deformabilidad y baja formación y propagación de fisuras y microfisuras. Su más destacada obra se considera la cobertura del salón principal del palacio de exposiciones de Turín, con una luz de 96 metros.

Con estas y otras aplicaciones, el ferrocemento se ha difundido desde entonces por todo el mundo. En los últimos años, varias organizaciones a nivel mundial han realizado seminarios y reuniones, con expertos y estudiosos del ferrocemento para analizar datos, experiencias, métodos de construcción, dimensiones, costos, nuevas aplicaciones y revisión del estado actual de la tecnología de construcción con ferrocemento y del material en sí.

De este intercambio de conocimientos surgieron diferentes medios de información, con el objetivo de recabar, procesar y difundir estudios y avances de el ferrocemento, entre los cuales uno de los más importantes es el ACI Journal of Ferrocement, publicado originalmente en Nueva Zelanda y cedida al Centro internacional de información sobre ferrocemento en Bangkok, Tailandia.

El American Concrete Institute, entre 1976 y 1977, estableció el comité 549 sobre ferrocemento, para hacer una extracción y revisión de los documentos, y así elaborar un reglamento práctico para este material.

En 1979, la RILEM (Unión Internacional de Laboratorios de Pruebas e Investigación de Materiales y Estructuras), en Europa, estableció el comité 48-FC para examinar métodos de prueba para el ferrocemento.

El ferrocemento es un material adecuado para soluciones con tecnologías apropiadas, en aquellos países y zonas en que los demás materiales y conocimientos técnicos convencionales en países desarrollados no representan soluciones óptimas. [Pama 92, Bedoya 96, 98, Naaman 00, Farbiarz 01].

Las aplicaciones constructivas del ferrocemento son extensas y variadas en el mundo: Bóvedas delgadas en Canadá; viviendas en la India, Filipinas y México; botes pesqueros en China y Cuba; techos de estadios en la antigua Unión Soviética y silos para granos en Argentina y Tailandia. Sin embargo, su uso más frecuente se ha encontrado en la fabricación de cascos de embarcaciones, depósitos de aguas, techos y cúpulas geodésicas.

El ferrocemento es fácil de construir y reparar; generalmente no necesita encofrado ni requiere de mano de obra calificada; sus materiales constitutivos son, casi siempre, de cómoda adquisición; tiene gran resistencia al fuego, al impacto y a la flexión; posee bajo agrietamiento y es adaptable a cualquier forma geométrica. Estas singulares propiedades que ofrece lo convierten en un material alternativo idóneo, de amplios usos en la ingeniería y la arquitectura.

Durante las últimas dos décadas del siglo XX, varios países de América lo adoptaron para construcciones no convencionales. [Farbiarz 85, Cañigual 93, Bedoya 96]. Arquitectos Brasileños han desarrollado prefabricados de ferrocemento para urbanizaciones y escuelas, Cuba se especializó en la construcción de botes pesqueros, en Estados Unidos se han hecho varias aplicaciones arquitectónicas, en México se han construido varios programas piloto con este material especialmente en vivienda de bajo costo o reparación de edificaciones hechas con mampostería no reforzada.

En el siglo XXI, se desarrolla en Italia un sitio virtual que ofrece información acerca del material, orígenes, usos, aplicaciones, formas constructivas, investigaciones, contacto con investigadores y constructores del ferrocemento [<http://www.ferrocement.com>].

En Colombia se han presentado aplicaciones del ferrocemento en los últimos 15 años, tales como tanques de fermentación de café, tanques de agua, losas y casas prefabricadas de uno y dos pisos [Farbiarz 82, 01, Bedoya 96, 98, 03].

En la actualidad, el ferrocemento se investiga con objetivos muy específicos, en empresas de la construcción, centros de investigación de materiales para la construcción y universidades, en diferentes lugares del mundo, en donde se espera nuevas y versátiles soluciones del material para los retos presentes y venideros en la ingeniería de las construcciones civiles.

3. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES AGLUTINANTES Y EQUILIBRIO EN LA MEZCLA

La matriz aglomerante del ferrocemento consiste en un mortero hecho generalmente con cemento Portland, agregados finos, agua y, ocasionalmente, aditivos. La composición química del cemento, la naturaleza de los agregados, la relación finos-cemento y la relación agua-cemento, son los parámetros que determinan las propiedades del mortero [Pama 92, Naaman 00].

3.1 Cemento

Es el material con propiedades de adherencia y cohesión necesarias para unir agregados inertes, y conformar una masa sólida de resistencia y durabilidad adecuada. La respuesta de las estructuras de ferrocemento depende de las propiedades mecánicas del mortero endurecido dentro de condiciones ambientales determinadas.

Propiedades como resistencia a compresión, dureza, impermeabilidad y resistencia al ataque químico, determinan en gran parte el comportamiento a corto y largo plazo del ferrocemento. El cemento debe ser fresco, libre de terrones y sustancias extrañas, debe almacenarse en ambientes secos y durante periodos cortos de tiempo.

El tipo de cemento Portland debe escogerse de acuerdo con las condiciones de servicio. El cemento Tipo I, no es recomendable en elementos bajo condiciones agresivas de sulfatos, aguas saladas y altas temperaturas. Es apropiado para condiciones normales poco severas de ataque de sulfatos. En general la utilización de cemento tipo I, ha resultado en comportamientos satisfactorios para las estructuras de ferrocemento [Pama 92, Bedoya 96, Sánchez 98, Naaman 00].

El cemento Tipo II ofrece resistencias iniciales bajas, resistencias últimas altas y moderada resistencia a los sulfatos. El Tipo III desarrolla altas resistencias iniciales; es recomendable a temperaturas bajas. El Tipo IV posee bajo calor de hidratación, por lo que es útil en hormigones masivos. En estructuras de ferrocemento es raramente considerado. EL Tipo V brinda alta resistencia al ataque de sulfatos. Es útil en estructuras sometidas a ambientes marinos y susceptibles al ataque de sulfatos.

Otros tipos de cemento, como el Cemento Portland de escoria de alto horno y el puzolánico son recomendados para las construcciones marinas o expuestas a sulfatos. El cemento que se emplee en la elaboración del mortero para ferrocemento, debe cumplir con las normativas de calidad vigentes.

3.2 Agua

Es de gran importancia para la preparación del mortero y el curado del ferrocemento. El agua debe ser fresca, exenta de impurezas y turbiedad, libre de sustancias orgánicas, álcalis, aceites, cieno, lama, azúcar, cloruros, ácidos y otras soluciones que puedan ocasionar corrosión del refuerzo, deterioro de las propiedades del mortero y el manchado de las superficies expuestas. El agua potable es en general apta para uso en mezclas para ferrocemento. No se recomienda el uso de agua salada.

Efecto de la relación agua – cemento en la mezcla

A medida que se adiciona agua, la plasticidad y la fluidez de la mezcla aumentan, mejora la manejabilidad, pero disminuye su resistencia debido al mayor volumen de vacíos creados por el agua libre. La relación agua - cemento es un factor que controla la resistencia del mortero e influye notablemente en la retracción, la adherencia, y en otras propiedades del mortero. Además, una pasta porosa, resultado de una relación agua – cemento alta, es una pasta permeable, que afecta la durabilidad del mortero.

Como se aprecia en la Figura 2, la resistencia a la compresión aumenta a medida que la relación agua – cemento disminuye [Bedoya 96]. Pero a la vez, se afecta la trabajabilidad del mortero.

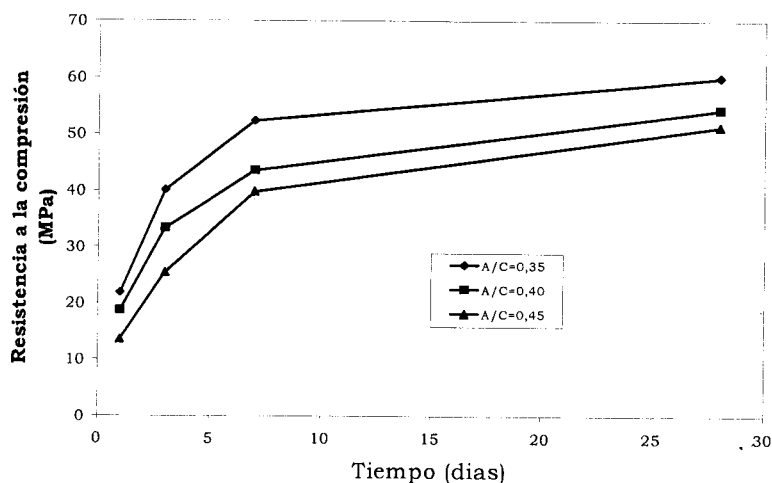


Figura 2. Efecto de la relación agua – cemento en la resistencia [Bedoya 96].

La humedad de las arenas debe medirse en el momento del vaciado para lograr un buen control de la relación agua - cemento. La cantidad de agua de mezclado en un diseño de mortero para Ferrocemento, debe ser la necesaria para producir una pasta bien hidratada, con capacidad de movilidad y que permita la redistribución adecuada de los agregados, cuando la mezcla presente una consistencia plástica, para formar así un sólido compacto y homogéneo, con propiedades físicas, químicas y mecánicas de características singulares.

Las relación agua - cemento debe ser lo más baja posible para obtener mezclas de calidad, resistencia, trabajabilidad apropiada para su vaciado, con un bajo costo. La mejor

relación agua - cemento, por peso, para mezclas de ferrocemento está en un intervalo entre 0.35 y 0.45 [Bedoya 96].

En general, se recomienda utilizar una relación de agua - cemento de 0.4, por peso, en el diseño de la mezcla para el mortero de ferrocemento [Bedoya 96].

3.3 Agregado inerte

El agregado para morteros de ferrocemento debe ser duro, impermeable, libre de impurezas orgánicas, limpio y resistente. El ferrocemento se caracteriza por tener agregados con tamaños máximos relativamente pequeños consistentes con el de las arenas para la fabricación de concreto convencional.

Con respecto a los demás materiales usados en la mezcla, debe ser adecuado para obtener niveles aceptables de resistencia y densidad, e inerte para garantizar la durabilidad; además, debe tener suficiente trabajabilidad con una mínima relación agua-cemento.

La arena no debe ser porosa, ni poseer cantidades de polvo fino que cree excesivos espacios vacíos, pues se reduciría la resistencia a compresión del mortero. Algunos agregados porosos permiten el flujo de humedad, lo cual aumenta la permeabilidad, reduce la durabilidad y desmejorará el comportamiento estructural del mortero [Bedoya 96].

Las arenas blandas son afectadas por la abrasión y las reacciones químicas en los morteros. La granulometría de la arena debe producir una distribución uniforme de los áridos, para lograr alta trabajabilidad, densidad y resistencia, evitando la segregación y altos contenidos de agua. La granulometría especificada por la norma ASTM C – 33, para arenas utilizadas en la fabricación de morteros y hormigones, ha probado ser adecuada para el ferrocemento. [Bedoya 96].

En la figura 3, se muestra la banda deseada por las normas ASTM, para agregado fino. La curva G-5, corresponde a una arena Colombiana [Bedoya 96].

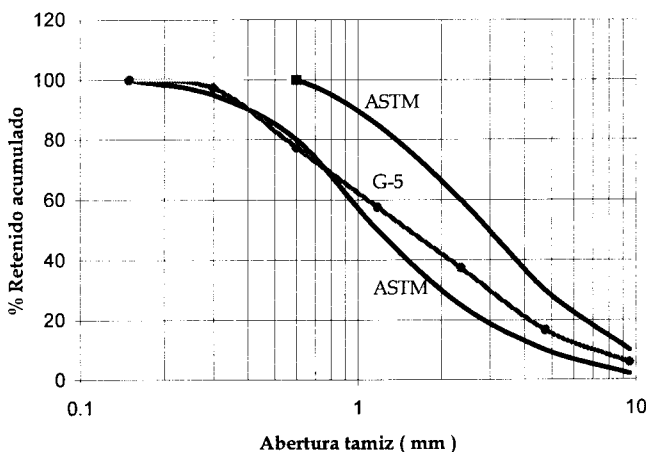


Figura 3. Límites deseables de la gradación del agregado [Bedoya 96].

Efecto de la gradación de la arena en la mezcla

Las características de la arena: (granulometría, módulo de finura, forma y textura de los granos) deben ser adecuadas para obtener un buen empaquetamiento de las partículas y un consumo reducido de cemento.

Para determinar las gradaciones óptimas de agregados, con el propósito de reducir las cantidades de agua y de mejorar la trabajabilidad, se ha estudiado tanto las gradaciones continuas como las discontinuas. [Bedoya 96].

Los efectos de la gradación de la arena sobre la trabajabilidad y demás propiedades, se pueden mejorar por el incremento de los módulos de finura de 2.5 hasta 3.0. Los efectos combinados del tamaño máximo, módulos de finura y gradación de la arena fueron estudiados a través de una serie de experimentos sobre arenas naturales y propiedades físicas conocidas, con el objetivo de adquirir principios relativos a la gradación de arenas para mezclas de ferrocemento [Bedoya 96].

En la práctica, las propiedades del mortero (durabilidad, permeabilidad, resistencia a la compresión y flexión, y porosidad) no son exclusivas de la calidad del cemento sino también de la gradación y tamaños de las partículas de la arena.

Los efectos medidos sobre la gradación de la arena han mostrado que:

- El tamaño máximo del grano, el módulo de finura y los componentes de la gradación representan el mejor factor para evaluar la reducción del requerimiento de agua en la fabricación de un mortero hecho con arena natural.
- En una mezcla cualquiera, con un módulo de finura dado, el requerimiento mínimo de agua se encuentra para una superficie específica máxima.
- Ciertas gradaciones discontinuas permiten un mayor acercamiento de los granos y generan una reducción en la cantidad de pasta de cemento necesaria.
- No se registró segregación en morteros con gradación discontinua, con agregados de tamaños máximos de 1.2 mm a 2.4 mm, y de consistencia seca a plástica. Estos morteros exhibieron menor requerimiento de agua que morteros con gradación continua.
- En los agregados con tamaño máximo de 2.4 mm se considera adecuado un módulo de finura 2.9 a 3.0 y para tamaños de 1.2 mm. un módulo de finura de 2.5.
- Arena fina, con tamaños de 0.6 mm, o con módulos de finura bajos, resultan en un crecimiento considerable en el requerimiento de agua y producen morteros frágiles y porosos.

Cantidades excesivas de la porción más fina en las arenas no son adecuadas para mezclas de ferrocemento. La gradación de la arena en fracciones no consecutivas ha mostrado resultados satisfactorios [Bedoya 96].

En general, la gradación adecuada de la arena para mezclas de ferrocemento, es aquella que presente una distribución uniforme de los áridos, alta densidad, buena trabajabilidad, que no produzca fenómenos de segregación en su colocación y requiera bajos contenidos de agua.

Si se mantiene la relación agua – cemento constante, la resistencia a la compresión depende de la gradación de la arena [Bedoya 96]. El mejor comportamiento, en términos de resistencia y propiedades del mortero fresco, correspondió a mezclas con una relación 1 a 2 entre agregado fino y cementante. Por otra parte, la composición que arrojó mejores resultados fue la de arena gradada con fracciones no consecutivas, es decir con gradación discontinua, que corresponde a arenas constituidas exclusivamente de fracciones retenidas en las mallas No. 16 y No. 100, en proporciones cercanas al 60 % y 40 %, respectivamente.

Sin embargo, en términos de costo y disponibilidad, el estudio demostró que la utilización de arena que cumpla con las especificaciones de la norma ASTM C - 33, libre de lodos, resulta en mezclas de comportamiento aceptable.

Para evitar aumentos adicionales en el agua requerida, deben retirarse los contenidos de arena que pasan la malla No. 100.

Aunque el módulo de finura no parece tener un efecto significativo sobre la resistencia a flexión del mortero, arenas con un módulo de finura entre 2.8 y 3.1 exhibieron una fluidez entre el 97 % y el 104 %, lo que implica una buena consistencia para el ferrocemento, en términos de trabajabilidad.

Efecto de la relación arena-cemento en la mezcla

La proporción finos - cemento en la mezcla debe ser tal que alcance la resistencia requerida de diseño. Si esta proporción se aumenta, los granos de arena rozarán entre sí al no existir pasta lubricante y el mortero resultante poseerá propiedades mecánicas más pobres y baja resistencia; carecerá de ductilidad y perderá trabajabilidad; pero tendrá menor retracción y bajos costos. Si esta proporción se disminuye excesivamente pueden aparecer grietas y contracciones. [Pama 92, Bedoya 96]. Algunas relaciones arena – cemento, en peso, se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1. Proporciones finos - cemento en peso, para el mortero [Bedoya 96].

Proporción fino cemento. (en peso)	Comentario
1 : 1.0	Mortero rico.
1 : 1.5	Mortero adecuado.
1 : 2.0	Relación óptima [Bedoya 96].
1 : 2.5	Mortero bombeado.
1 : 3.0 a 5.0	Estructuras con bajas solicitaciones

El intervalo de proporciones recomendado para mezclas de ferrocemento, va desde una relación, por peso, arena sobre cemento de 1.5 : 1 hasta 2.5: 1 [Pama 92, Bedoya 96].

3.4 Aditivos en el mortero para ferrocemento

Son sustancias que incorporadas a la mezcla modifican o mejoran una o más propiedades del ferrocemento, obteniendo un mortero más adecuado para las condiciones de trabajo o más económico. Los aditivos ayudan a la trabajabilidad, reducen las exigencias de agua y prolongan o reducen los tiempos de fraguado del mortero [Pama 92, Bedoya 96,

Naaman 00]. Sin embargo, sus aplicaciones no se limitan a estas modificaciones. El comité ACI 212 lista muchos de las modificaciones que se logran usando aditivos en las mezclas:

- Aumentar la trabajabilidad sin aumentar o reducir el contenido de agua y acelerar las resistencias iniciales.
- Retardar o acelerar el fraguado inicial o reducir el calor de hidratación.
- Mejorar la durabilidad o la resistencia bajo condiciones severas.
- Controlar la expansión causada por la reacción de los álcalis con ciertos constituyentes de los agregados.
- Reducir el flujo capilar de agua, la permeabilidad en los líquidos y el asentamiento.
- Producir mortero celular y de color, y mejorar la penetración.
- Aumentar la adherencia entre el mortero y el refuerzo, y entre morteros viejos y nuevos.
- Obtener morteros con propiedades fungicidas, germicidas o insecticidas.
- Inhibir la corrosión del refuerzo y reducir el costo unitario del mortero.

Actualmente existen varios tipos de aditivos y su uso se elige de acuerdo con las necesidades constructivas. Algunos de los tipos más usuales en la fabricación de estructuras de ferrocemento son: Aditivo reductor de agua, aditivo acelerante, aditivo superplastificante - retardante y aditivo retardante. En este trabajo se presenta el efecto del aditivo superplastificante - retardante y el aditivo retardante en el mortero para ferrocemento.

Aditivo superplastificante - retardante

Aumenta la manejabilidad y proporciona una gran reducción de agua. Es diferente a los reductores de agua normal y se emplea con niveles altos de dosificación sin causar problemas de retardo de fraguado o excesos de inclusión de aire. Se utiliza para morteros fluidos con relaciones de agua - cemento normales o en los que se requiera poca compactación y para evitar excesiva segregación y exudación.

Con este tipo de aditivos se puede producir morteros de alta resistencia con relaciones agua - cemento bajas, manteniendo la manejabilidad deseada para la aplicación de la mezcla; sin embargo la duración de su efecto es relativamente corta.

Aditivo retardante

En el estado fresco del mortero, disminuye la solubilidad de los componentes causando un retardo en el fraguado y prolonga el estado plástico del mortero, retrasa el calor de hidratación del cemento, modifica la velocidad de fraguado y facilita la colocación del mortero por bombeo y en climas calidos.

Una vez endurecido el mortero, aumenta la resistencia a largo plazo, reduce la permeabilidad y mejora la durabilidad.

3.5 Efecto de los aditivos en el mortero

La utilización de aditivos por lo general se realiza para modificar las propiedades del mortero, hacerlo mas manejable o reducir costos. La trabajabilidad de los morteros es

directamente proporcional al aumento de la dosificación de aditivo, para las diferentes relaciones agua-cemento.

Para una relación agua-cemento muy baja es necesario un contenido de aditivo alto, para obtener una manejabilidad aceptable, lo que implica incremento en costos. Para relaciones agua-cemento altas, dosificaciones mayores de aditivo dan consistencias extremas, causando segregación.

En mezclas con relaciones fino –cementantes de 2 a 1 y agua – cemento de 0.4 a 1, debe usarse una cantidad de aditivo superplastificante - retardante del 1 % del peso del cemento, proporciones mayores pueden resultar en morteros segregados. Empleando aditivo superplastificante - retardante se obtienen manejabilidades y tiempos de fraguado apropiados para el vaciado manual o con vibrado [Bedoya 96].

No debe utilizarse una relación agua cemento de 0.45 con una dosificación de aditivo superplastificante-retardante del 2%. Produce una mezcla demasiado fluida y con segregación [Bedoya 96].

La proporción ideal de aditivo retardante, para una relación $F/C = 2$ y $A/C = 0.4$, es 0.40 %, por peso del cemento [Bedoya 96].

En la práctica es necesario hacer pruebas con anterioridad al uso de aditivos, debido a que los diferentes tipos de aditivos y sus efectos pueden variar con las propiedades de los otros materiales constituyentes de la mezcla y con la marca del aditivo.

4 PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL MORTERO

El mortero para elementos estructurales de ferrocemento, debe de presentar unas características apropiadas que le permitan un buen desempeño estructural bajo las cargas estáticas o dinámicas.

4.1 Propiedades en estado fresco

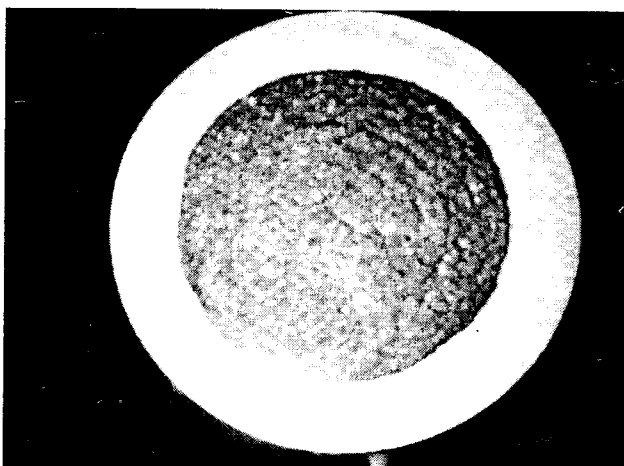
Manejabilidad

Se define como la facilidad con la que un grupo dado de materiales puede mezclarse, luego manejarse, transportarse y colocarse de manera que no pierda su homogeneidad.

La manejabilidad depende de las proporciones de cada uno de los materiales y está relacionada con el concepto de consistencia, y ésta, a su vez, al estado de fluidez del mortero.

Para determinar la manejabilidad, se acepta el ensayo de fluidez (ASTM C230 u otra equivalente); por medio del cual se califica qué tan seca o fluida es la mezcla.

En la Fotografía 2 se aprecia una prueba sobre una mezcla con fluidez aceptable [Bedoya 96]. La Tabla 2 presenta una propuesta para cuantificar la manejabilidad.



Fotografía 2. Consistencia del mortero para Ferrocemento [Bedoya 96]

Tabla 2. Clasificación de la consistencia.

Consistencia	Flujo, %	Condiciones de colocación	Sistemas de colocación
Seca	80 – 100	Secciones sujetas a vibración	Proyección neumática, con vibradores de formaleta.
Plástica	100 – 120	Sin vibración.	Manual con palas y palustres
Fluida.	120 – 150	Sin vibración	Manual, bombeo, inyección

Retención de agua

Es la capacidad que posee el mortero de mantener su plasticidad al contacto con una superficie absorbente. Para obtener morteros de buena plasticidad se puede aumentar los contenidos de finos, usar aditivos plastificantes, agentes incorporadores de aire, cemento puzolánicos o cal.

La velocidad de endurecimiento y la resistencia a compresión se afectan cuando la mezcla no tiene buena capacidad de retención de agua. El agua faltante impide el proceso de hidratación normal del cemento. Sin embargo, algunas adiciones o aditivos, como algunos materiales puzolánicos o como la cal, pueden afectar el nivel de resistencia a la compresión a edades tempranas o la velocidad de fraguado.

Velocidad de endurecimiento

El tiempo de fraguado inicial y final en una mezcla debe estar dentro de un intervalo adecuado para permitir el uso del mortero fresco y el comienzo oportuno del proceso de ganancia de resistencia. Estos períodos de tiempo son función de las condiciones ambientales y de la composición de la mezcla, y pueden ser controlados con adición de aditivos.

4.2 Propiedades en estado endurecido

Retracción

El agua libre en la mezcla fresca puede evaporarse. La tasa de evaporación del agua, depende de las condiciones ambientales. En zonas con condiciones climáticas severas, temperaturas altas, corrientes fuertes de vientos, la tasa de evaporación puede ser muy importante. La pérdida de agua implica una disminución en el volumen del mortero. Si el elemento vaciado tiene restricciones para dicha disminución, pueden generarse tensiones internas suficientemente altas para desarrollar grietas.

La retracción es inversamente proporcional al espesor del mortero y la calidad del cemento. Como la retracción ocurre en la pasta de cemento, el agregado se constituye en un reductor de la retracción. En particular, las arenas bajas en finos y con buena granulometría, resultan en menores retracciones que arenas muy finas que requieren mayor cantidad de pasta.

Las mezclas con relaciones agua - cemento altas o que poseen agua en exceso de la requerida para la hidratación del cemento están en peligro de agrietamiento.

Contracción y flujo bajo carga

El ferrocemento, en este aspecto, es diferente al hormigón reforzado. De los ensayos hechos en secciones de ferrocemento se ha encontrado que el comportamiento de flujo plástico (fluencia a largo plazo), en una sección reforzada con malla de alambre galvanizado, presenta menor fluencia que la misma sección reforzada con malla de alambre sin galvanizar.

La contracción es una medida de estabilidad volumétrica en donde influyen muchos factores climáticos, cantidad de refuerzo, curado etc. El ferrocemento presenta niveles más bajos de contracción que el hormigón reforzado convencional, debido a sus pequeños espesores y la distribución uniforme del refuerzo. [Pama 92].

Adherencia

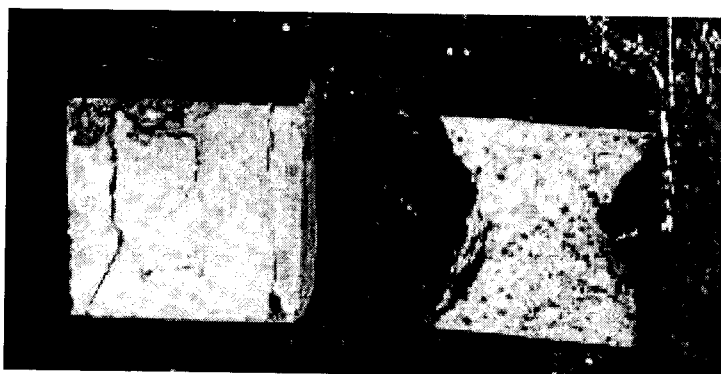
Es la capacidad del mortero para absorber las tensiones normales y tangenciales a la superficie de contacto del mortero. La adherencia contribuye a la resistencia de la estructura ante sollicitaciones de pandeo, cargas transversales y excéntricas.

Las mezclas para ferrocemento más adaptables y de mayor utilización son las mezclas plásticas, con buena capacidad de retención de agua.

Resistencia

En estructuras de ferrocemento se requiere buena resistencia a compresión que se traduce en buena resistencia para esfuerzos de cortante y tracción. La resistencia a compresión la aporta principalmente el mortero y se mide por medio de cubos normalizados, como se indica en la Fotografía 3.

La resistencia a compresión es función del tamaño de los agregados, la cantidad de cemento y las proporciones entre éstos.



Fotografía 3. Ensayo de resistencia a la compresión [Bedoya 96].

Morteros hechos con un mismo agregado, un porcentaje mayor de cemento, por unidad de volumen, resulta en mayor resistencia e impermeabilidad; [Pama 92, Sánchez 98, Naaman 00].

Fatiga

En diversas investigaciones se ha estudiado los efectos del uso de acero del armazón, el uso de la malla de refuerzo, los métodos de curado, y los tipos de cemento. Los resultados han mostrado que la fatiga del ferrocemento es función de la fatiga del refuerzo, y no sólo de la malla sino también del acero del armazón. La malla sin galvanizar presenta mayor resistencia a la fatiga que la malla galvanizada. [Pama 92, Naaman 00].

Impacto

Los estudios han mostrado que las propiedades del refuerzo, incluyendo las del acero del armazón, influyen de una manera importante en el comportamiento y la capacidad de resistencia de los elementos del ferrocemento.

Durabilidad

Una estructura de ferrocemento es durable cuando puede soportar, en las condiciones para la cual fue diseñada, en un grado satisfactorio, es decir, sin deterioro mayor al de la degradación normal con el envejecimiento, bajo un programa de mantenimiento estándar, los efectos de las cargas de servicio a las que se le sometan durante su vida útil, además de fenómenos climatológicos, desgaste, contracción, eflorescencias, corrosión, ataques químicos, entre otros.

En general, la durabilidad es función de las propiedades del mortero que, a su vez, depende indirectamente del nivel de su resistencia a la compresión. Mientras mayor sea su resistencia, mayor será su durabilidad. En ambientes agresivos, húmedos y marinos los aditivos y agentes inclusores de aire, enriquecen las propiedades del mortero y hacen a las estructuras menos vulnerables a estos fenómenos [Pama 92, Naaman 00].

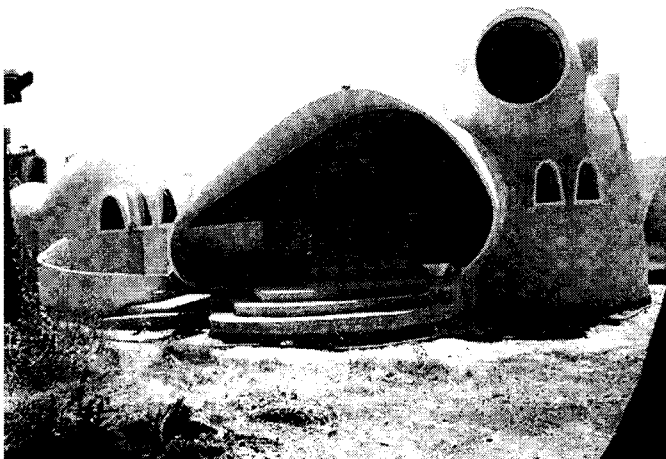
Corrosión.

El fenómeno de la corrosión puede darse en el cemento, en el agregado y en el refuerzo, en la forma de ataque de sulfatos, reacción álcalis-agregados y celda galvánica, respectivamente. Los cambios ambientales, el nivel de permeabilidad del mortero, la composición química del agua de mezclado y de los aditivos, entre muchos otros, son agentes que inciden en los procesos de corrosión que pueden afectar al ferrocemento.

El refuerzo se corroe cuando existe presencia de humedad y aire ocasionando agrietamiento y pérdida de recubrimiento. Es un proceso lento que en condiciones extremas puede ser inmediato. En un diseño adecuado de una estructura de ferrocemento debe evitarse al máximo la aparición de este fenómeno por lo que la selección de los materiales debe ser muy cuidadosa y apropiada.

Apariencia

La capacidad que tiene el ferrocemento para dejarse vaciar en elementos de pared delgada que pueden construirse con cualquier forma, lo convierte en un material versátil, ideal para construcciones poco convencionales, como se ve en la Fotografía 4. El color y la textura del mortero pueden mejorarse y controlarse con colorantes inorgánicos o aditivos especiales. La plasticidad de la mezcla, la selección y las proporciones adecuadas de sus componentes son de esencial importancia en el acabado de la superficie del mortero.



Fotografía 4. Vivienda poco convencional construida en ferrocemento.

5 LOS TEJIDOS DE ALAMBRE: EL COMPONENTE DÚCTIL

Uno de los componentes principales del ferrocemento es la malla de alambres delgados, ya sean entretejidos o soldados. Deben ser lo suficientemente flexibles para poderlas doblar.

A diferencia del hormigón convencional, el ferrocemento puede fabricarse sin formaleta. En tal caso, la función del refuerzo dentro del ferrocemento consiste en dar forma y sostener al mortero en estado fresco. Una vez endurecido el mortero, la función del refuerzo es la de absorber las tensiones de tracción sobre la estructura, que el mortero por sí sólo no podría soportar.

En ocasiones, se utilizan también barras de refuerzo convencionales, especialmente para armar el esqueleto de la pieza a construir, es decir, esencialmente para funciones de respaldo. En secciones delgadas planas o en cáscaras, este refuerzo convencional se localiza muy cerca del eje neutro por lo que su colaboración estructural para esfuerzos flectores no es significativa. Sin embargo, en secciones más complejas (secciones en *U*, en *Cajón*, etc.) las barras de refuerzo alejadas del eje neutro del elemento participan activamente en la respuesta estructural a la flexión [Pama 92, Naaman 00].

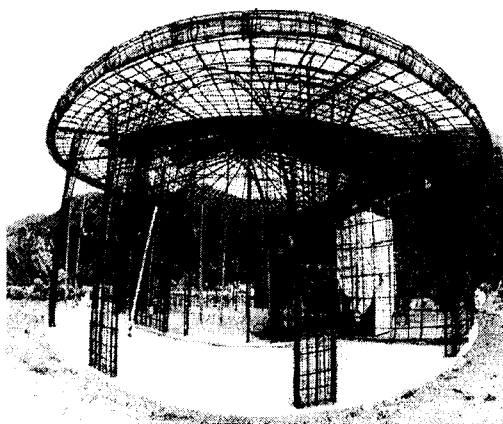
El comportamiento mecánico del ferrocemento depende en gran parte del tipo, cantidad, orientación y propiedades de la resistencia de la malla y la varilla de refuerzo. Existen varios tipos de malla de refuerzo, entre los cuales se encuentra:

- Malla de alambre con tejido hexagonal.
- Malla de alambre soldado.
- Malla entretejida.
- Malla de metal desplegado o expandido.
- Malla Watson.

Las mallas tejidas son las más utilizadas, entre las que la malla hexagonal es la malla más usada, por su economía y fácil manipulación. Se conoce como malla de alambre de pollo o gallinero, dependiendo del tamaño de sus aberturas, y se fabrica con alambre estirado en frío.

5.1 Acero de armazón

Se emplea generalmente para hacer el armazón de la estructura y sobre ella colocar las capas de malla, como se muestra en la Fotografía 5. Su resistencia, acabado superficial, recubrimiento de protección y tamaño afectan su comportamiento como elemento de refuerzo del compuesto. En lo general, se usan varillas de acero dulce.



Fotografía 5. Acero de armazón para una estructura de ferrocemento

En los procesos de construcción el control de la calidad no debe alterar los propósitos constructivos y arquitectónicos; el control de fabricación debe estar dirigido por una persona experimentada, aunque la mano de obra no sea calificada.

6. ASPECTOS TÉCNICOS EN LA CONSTRUCCIÓN CON FERROCEMENTO

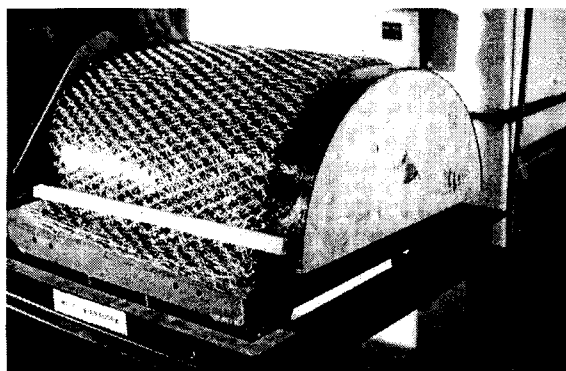
Las cualidades del ferrocemento lo hacen un material versátil, adaptable a una gran diversidad de formas y técnicas de construcción. El ferrocemento requiere un mínimo trabajo especializado y materias primas de fácil disponibilidad; además, se ajusta a las necesidades del usuario.

En los procesos de construcción, el control de la calidad no debe alterar los propósitos constructivos y arquitectónicos; el control de fabricación debe estar dirigido por una persona experimentada, aunque la mano de obra no sea calificada.

6.1 Encofrados

El ferrocemento puede fabricarse sin necesidad de utilizar formaletería. Sin embargo, en algunos elementos prefabricados la formaleta brinda mejores acabados externos, mejora la precisión de las dimensiones y facilita su ejecución. Los moldes para las unidades de ferrocemento pueden fabricarse con acero, madera, cerámica, hormigón, suelo-cemento, arcilla compactada cubierta con cemento, etc. La superficie de estos moldes debe tratarse antes del vaciado con aceites minerales, emulsiones asfálticas o aditivos desencofrantes para producir una superficie lisa e impermeable.

El encofrado de madera (Ver fotografía 6) tiene la ventaja de permitir la fijación de las mallas con elementos provisionales que deben ser retirados antes del endurecimiento de la mezcla [Bedoya 96].



Fotografía 6. Refuerzo sobre formaleta en madera para tanque cilíndrico [Bedoya 96]

6.2 Preparación y montaje del refuerzo

Cuando no se utiliza formaleta, es usual utilizar un entramado de barras de acero. En general, las barras de acero no contribuyen significativamente a la resistencia estructural.

La malla de alambre se distribuye al lado interior y exterior de las barras de acero. El número de capas de malla se obtiene de acuerdo con el diseño estructural y se amarran a las varillas de acero en intervalos de 150 mm a 300 mm. La dirección de los alambres en las diferentes configuraciones de las mallas inciden en la respuesta del ferrocemento ante cargas. Los alambres de las mallas cuadradas, soldadas o tejidas, siempre continúen en la misma dirección, mientras que la malla hexagonal y la expandida tienen sus alambres desviados alternadamente en ángulos diferentes a 90 °. Por lo tanto, las capas de estas mallas deben alternarse colocando cada capa rotada 90 ° con respecto a la anterior, para semejar un material isotrópico.

Las capas de malla deben amarrarse entre sí con alambres cortos, de manera firme y cuidadosa. Debe evitarse al máximo el movimiento del refuerzo durante la colocación del mortero y el vibrado. La colocación del refuerzo debe ser continua, dejando la suficiente longitud de traslape requerida para evitar la discontinuidad y permitir una libre acomodación de la malla.

6.3 Mezclado del mortero

El mortero debe mezclarse en proporciones predeterminadas y de acuerdo con las especificaciones del ingeniero estructural. El mezclado manual del mortero, se considera satisfactorio cuando se realiza cuidadosa y rigurosamente. Para estructuras de tamaño considerable y para elementos prefabricados en serie se recomienda utilizar una mezcladora de mortero para permitir una buena mezcla de alta calidad. Sin embargo, las mezcladoras convencionales de tambor giratorio pueden utilizarse con unas mínimas precauciones.

El proceso de adición de los materiales se considera apropiado cuando se mezcla la arena y el cemento y posteriormente se agrega el agua necesaria. Es conveniente realizar la mezcla siguiendo una norma estándar. El mortero debe mezclarse hasta obtenerse una mezcla uniforme y bien distribuida [Bedoya 96].

6.4 Aplicación del mortero

Antes de realizar esta operación se debe verificar la limpieza del refuerzo (libre de polvo, rebaba del laminado, grasa y otros contaminantes). Esta es la etapa crítica y de mayor cuidado en el proceso constructivo. La aplicación del mortero se clasifica, según el procedimiento en la aplicación manual y aplicación con equipos.

6.4.1 Aplicación manual

Es aquella en la que la aplicación del mortero se hace a mano ayudándose de herramientas de albañilería apropiadas. Se ejerce presión sobre el mortero para una mejor penetración del mortero a través del refuerzo. La colocación manual se puede hacer mediante dos procedimientos:

En una etapa:

La aplicación es monolítica dando los acabados interior y exterior a igual tiempo. Esta técnica es difícil y requiere gran habilidad para lograr una completa penetración hasta el otro

lado y un buen terminado de las dos superficies. Es usual realizar esta operación colocando en el lado opuesto una formaleta vertical para aplicar el mortero sin que éste sea expulsado hacia el otro lado, asegurándose así una colocación correcta.

En dos etapas:

Se coloca el mortero en un lado, presionándolo hasta las superficies internas, , se realizan los acabados y se deja curar en un ambiente húmedo por un período de tiempo no menor de 10 a 15 días. Después se limpia la superficie y se repite la operación por el lado posterior.

La calidad final de la estructura mediante esta técnica de colocación no ha sido evaluada en su totalidad. Aunque es un proceso más demorado ofrece más tiempo para dar los acabados.

6.4.2 Aplicación por medio de equipos

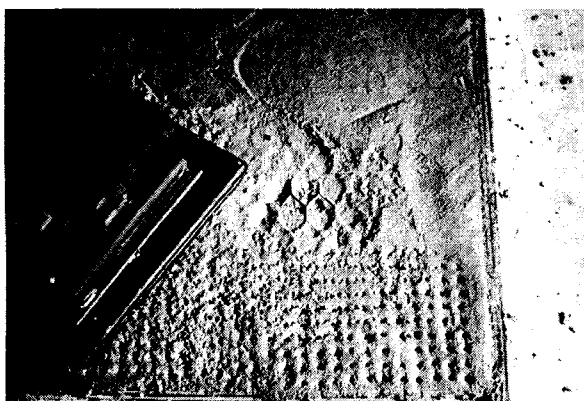
Vibración:

La presentación de morteros porosos y cubiertos en su superficie de burbujas, es consecuencia de una vibración inapropiada. El vibrado causa una agitación violenta dentro de las partículas de la mezcla, eliminando la fricción entre ellas. La mezcla se torna inestable y comienza a fluir bajo el efecto simultáneo de la vibración y la gravedad; el mortero se mueve más estrechamente contra el molde y el refuerzo. Los granos de la mezcla se reordenan llenando los vacíos entre los agregados gruesos y el aire atrapado es expulsado al exterior.

La mezcla puede segregarse por el vibrado cuando hay exceso de mortero para llenar los vacíos entre los agregados gruesos o cuando se usan tiempos excesivos de vibrado.

Existen dos formas de vibrar un mortero:

- Vibración interna: Donde el vibrador se sumerge en el mortero y las ondas vibratorias salen a la superficie, como se muestra en la Fotografía 7.
- Vibración externa: La vibración se aplica a la superficie y las ondas penetran hacia el interior. Puede administrarse con vibradores de mesa, vibradores de prensa para formaleta de pared, vibradores de plataforma, reglas vibratorias para superficies planas.



Fotografía 7. Vibración mecánica del mortero. [Bedoya 96].

Los vibradores externos deben ser anclados rígidamente a la formaleta y espaciados para dar suficiente fuerza vibratoria, distribuida a todas las secciones. La formaleta debe tener un espesor apropiado, las juntas deben ser impermeables y resistentes.

La formaleta de madera tiende a reducir la fuerza vibratoria. Las reglas vibratorias ayudan al acabado de una pieza, amplia, plana y de poco espesor, aunque una acción violenta tiende a causar segregación.

Se debe tener cuidado en revisar el vibrador antes de su uso. Las profundidades de penetración y los tiempos de vibrado deben ser controlados para no perjudicar la calidad final del mortero y la vida útil del vibrador.

Para evitar interferencias entre las ondas cuando se usa más de un vibrador se debe escoger un radio de influencia apropiado. La revibración de la mezcla puede mejorar la calidad del mortero, si se hace a un tiempo oportuno.

En construcciones de ferrocemento es preferible utilizar vibradores portátiles, ligeros y que puedan ser operados con facilidad por una sola persona.

6.4.3 Proyección del mortero

Equipos de proyección pueden lanzar el mortero con alto poder de penetración a través del refuerzo. Este tipo de equipo exige utilizar morteros de mayor manejabilidad, siendo necesario usar arenas de gradaciones adecuadas y aditivos para no elevar la relación agua - cemento. Además en superficies verticales o inclinadas con un pequeño número de mallas, este procedimiento se hace difícil.

El proceso de proyección por vía seca, donde los materiales secos son expulsados por aire comprimido y en la boquilla se adiciona el agua, es de operación bastante difícil; presenta a menudo problemas de segregación de los materiales, rebote de los granos, formación de bolas de arena debida a mala dosificación y desperdicios altos de material.

Otros equipos empleados han sido carros vibratorios para producción continua de elementos prefabricados, máquinas vibrocompactadoras, máquinas de extrusión y centrifugado y máquinas que colocan el mortero y la malla simultáneamente.

6.5 Curado de las estructuras de ferrocemento

Para obtener morteros de buena calidad, la aplicación y el vibrado del mortero deben complementarse con un buen curado en un ambiente adecuado durante edades tempranas. La hidratación del cemento sólo ocurre en presencia del agua y por ende el desarrollo de la resistencia y la durabilidad.

Existen procedimientos de curado que dependen de las condiciones de la obra, tamaño, forma y posición de la estructura.

6.5.1 Curado por humedad

Una vez fraguado el mortero se coloca en contacto con una fuente de suministro de agua por 10 a 14 días; Esto se logra mediante aspersión, anegamiento o cubrimiento de la superficie con arena, tierra, aserrín o paja mojados. El cubrir la superficie con mantas, costales y mojarlos con aspersores ha resultado el método más útil y el más popular.

6.5.2 Curado con membrana impermeable

Se utiliza plástico o telas impermeables sobre la superficie expuesta, lo que evita la evaporación del agua del mortero. Los colores opacos de la membrana tienen efecto de sombrear el hormigón, los de color ayudan a absorber el calor lo que le acelerará el desarrollo del mortero. El curado debe continuarse mínimo durante siete días para evitar la contracción, agrietamiento o menor desarrollo de la resistencia debido a un secado prematuro.

6.5.3 Curado con vapor

Este método es propicio para clima frío y cuando se necesiten desarrollos de resistencias a temprana edad. Es particularmente útil para la producción industrial de elementos prefabricados.

Las mezclas con relación agua - cemento bajas responden mucho mejor a este curado.

La experiencia ha demostrado que este curado reduce la contracción, aumenta la resistencia y la vida del concreto. El periodo de enfriamiento no debe ser brusco para no causar efectos perjudiciales a la estructura.

6.6 Tratamiento superficial

Las estructuras de ferrocemento recubiertas adecuadamente no necesitan protección sofisticada. Si la estructura se encuentra bajo condiciones agresivas (ataques químicos, aguas negras o marinas) se necesita un tratamiento superficial para evitar el daño a la integridad de la estructura. Esta protección puede brindarse satisfactoriamente mediante revoques especiales como morteros modificados con acrílico, vinilo o epóxico. Cualquiera que sea el material debe tener las siguientes propiedades:

- Buena adhesión al mortero.
- Tolerancia a la alcalinidad.
- Alta resistencia química y a la abrasión.
- Aislamiento eléctrico e impermeabilidad al agua.
- Atóxicidad y fácil manipulación.
- Secado rápido, Simple aplicación y fácil mantenimiento.

7. COMENTARIOS FINALES

A la luz de lo que se presenta en este ensayo es evidente que el ferrocemento es un material apropiado para construcción de diversas estructuras. En particular, puede concluirse que:

- Las propiedades para un mortero de ferrocemento se rigen por el tipo y la calidad de los materiales que lo constituyen, la proporción en que están combinados, sus condiciones de preparación, procesos de curado y factores ambientales.
- Una estructura de ferrocemento es durable cuando puede soportar, en un grado satisfactorio, los efectos de las cargas de servicio y las acciones dinámicas. En general, la durabilidad es función de las propiedades del mortero que, a su vez, depende indirectamente del nivel de su resistencia a la compresión.
- Los resultados obtenidos presentan al ferrocemento como otra posibilidad para elaborar elementos estructurales en la construcción de viviendas
- La resistencia a la compresión depende en gran medida de la gradación de la arena, la cual es preferible que consista de fracciones no consecutivas, sin incluir las fracciones retenidas en las mallas #16 y #100.
- En términos de costo y disponibilidad, cuando no es practico utilizar arenas con fracciones no consecutivas, puede utilizarse una arena que cumpla con las especificaciones de la norma ASTM – 33, siempre y cuando cumpla con el contenido de lodos.
- Con relaciones agua – cemento bajas (>0.35), se obtienen resistencia altas, pero la trabajabilidad del mortero es muy pobre. De acuerdo con los resultados obtenidos, una relación agua – cemento de 0.40 por peso es óptima para mezclas de ferrocemento.
- Para el empleo de aditivos superplastificante – retardante, en una mezcla con una relación arena – cemento de 2 y una relación agua – cemento de 0.40, debe utilizarse una cantidad del 1% del peso del cemento. Con esta cantidad se obtiene manejabilidades y tiempo de fraguado apropiados para el vaciado manual o mecánico del mortero.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado, gracias al apoyo de la Dirección de Investigaciones y la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad de Medellín, como parte de su motivación para el desarrollo de la investigación en la Facultad.

REFERENCIAS

- A. C. I committee 549. 1988. *Guide for the Design, Construction, and Repair of Ferrocement*. Structural Journal, V. 85. 325 – 351.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. 1998 *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes*. NSR-98. Bogotá.
- Bedoya R, D. A. 1996. *Ferrocemento: Optimización De Mezclas y Mecanismos de Construcción y Vaciado*. Universidad Nacional de Colombia. Medellín. 137 pp.
- Bedoya R, D. A. 1998. *Diseño sismo resistente de un sistema estructural modular con elementos prefabricados de Ferrocemento*. Universidad Nacional de Colombia. Medellín. 110 pp.

- Bedoya R, D. A. Farbiarz, J. 2003. *Ferrocemento: Un acercamiento al Diseño sismo resistente*. Barcelona – España. Monografías de Ingeniería sísmica. Centro Internacional de Métodos Numéricos (CIMNE). 102 pp.
- CañigueraL, A. 1993. *Experiencias Con Ferrocemento en el Chocó*. Materiales no convencionales para construcciones rurales. CINDEC. Medellín.
- Cardona, F. Farbiarz, J. Londoño, C. 1982. *Vivienda Flotante Construida Con Ferrocemento*. Universidad Nacional de Colombia. Medellín. 102 pp.
- Chancellor W. J. 1996. *Ferrocement Floating House: Thermal Comfort*". Journal of Ferrocement. V. 26, N° 4. 251 – 257.
- Farbiarz F, J. 1985 *Housing Using Ferrocement Panels, Design Details*. University of Texas at Austin.
- Farbiarz, J. 2001. *Hormigón, El Material*. Universidad Nacional de Colombia.
- Hurtado, J. E, Orozco, L, Barbat, A. H, Galindo, M. 1994. *Definición De La Acción Sísmica*. CIMNE. Barcelona- España.
- Hurtado, J. E. 2000 *Dinámica de Estructuras, Aplicaciones a La Ingeniería Sísmica*. CIMNE. Barcelona- España.
- ICONTEC. *Normas Técnicas Colombianas para la Construcción (ASTM)*. 1994.
- Instituto del Concreto, Sánchez. D. 1998. *Colección Básica Del Concreto, Tomo I Tecnología Y Propiedades*. Asocreto. Bogotá.
- Katsuki Takiguchi and Abdullah. 2001 *Shear Strengthening of Reinforced Concrete Columns Using Ferrocement Jacket*. Structural Journal, V. 98.
- Mansur, M. A. Ong. K. C. G. 1991. *Shear strength of Ferrocement*. ACI Structural Journal, vol. 88, No. 4. 458 – 464.
- Mansur, M. A. Paramasivam, P. 1990 *Ferrocement Short Columns Under Axial and Eccentric Compression*. Structural Journal. V. 87.
- Mansur *et al.*, 2000. *Punching Shear Behavior Of Restrained Ferrocement Slabs*. Structural Journal. V. 97.
- Mansur *et al.*, 2001. *Bolt Bearing Strength of Thin-Walled Ferrocement*. ACI Structural Journal, V. 98, No. 4. 563-571.
- Naaman, A. E. 2000. *Ferrocement and Laminated Cementitious Composites*. Michigan. Techno Press 3000.
- Naaman, A. E and Hammoud, H. 1992. *Ferrocement prefabricated Housing: The next generation*, Journal of Ferrocement, V. 22, No. 1.
- Pama, R. P y Paul, B. K. 1992. *Ferrocemento*. México D. F, Ed. Abeja.

Propuesta de espectros de diseño por sismo para el DF

M. Ordaz

Instituto de Ingeniería, UNAM. Ciudad Universitaria, Apdo. Postal 70-472,
Coyoacán, 04510 México, DF, mors@pumas.iingen.unam.mx

E. Miranda

Dpto. de Ing. Civil y Ambiental, Terman Rm 293, Mail Code 4020,
Stanford University, Stanford, CA 94305-4020, EUA, miranda@cive.stanford.edu

J. Avilés

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Paseo Cuauhnáhuac.8532,
Jiutepec, Mor. javiles@tajin.imta.mx

RESUMEN

En los últimos 15 años se ha avanzado sustancialmente en distintos aspectos de la ingeniería sísmica, por lo cual actualmente es posible definir espectros de diseño sísmico de manera más clara y precisa. En este trabajo se proponen criterios orientados a este fin. Se empieza con espectros elásticos de aceleración, cuyas ordenadas están todas asociadas al mismo periodo de retorno, y que corresponden a sitios específicos de la Ciudad de México. Estos espectros, que tienen tamaños y formas realistas, son reducidos por dos factores separados para tener en cuenta los efectos de la ductilidad y la sobrerresistencia. Se establecen claramente los estados límite de diseño y se presentan expresiones para calcular correctamente los desplazamientos en los diversos estados límite. Finalmente, se apuntan recomendaciones que podrían conducir a normas de diseño por sismo más racionales.

SUMMARY

In the last 15 years, substantial advances have been made in several aspects of earthquake engineering, so presently it is possible to define seismic design spectra more clearly and precisely. In this paper, new criteria aimed to this goal are presented. We start with elastic acceleration spectra whose ordinates are associated to a common return period, corresponding to specific sites in Mexico City. These spectra, with realistic sizes and shapes, are reduced by two separate factors to account for the effects of over-strength and ductility. Limit states are clearly established, and expressions are presented to correctly compute displacements in the various limit states. Finally, suggestions are made that may lead to more rational seismic design regulations.

1. INTRODUCCIÓN Y CRITERIOS GENERALES

Los avances logrados en los últimos 15 años en el estudio del comportamiento estructural y en la respuesta de los suelos de la Ciudad de México permiten que ahora se puedan

plantear criterios de diseño más adecuados. En particular, en este trabajo se propone una manera de llegar a espectros de diseño de una manera más clara y acorde con el nuevo estado del conocimiento. Para esto, consideramos que deben satisfacerse al menos los siguientes requisitos (Miranda et al., 1999):

- a) Los espectros elásticos deben representar de manera realista los verdaderos niveles de demanda que se presentarían ante los sismos de diseño. Esto incluye las restricciones impuestas por la dinámica estructural.
- b) Las diferencias entre espectros elásticos de diseño en diferentes tipos de suelo deben reflejar correctamente los niveles de amplificación que se producen en la realidad.
- c) Todas las reducciones a fuerzas o desplazamientos de diseño deben hacerse de manera explícita, aun cuando la adopción de los valores de reducción no pueda justificarse plenamente con bases teóricas o empíricas.

Con estos criterios generales se ha construido el procedimiento que se presenta a continuación.

2. ESPECTROS ELÁSTICOS DE ACELERACIÓN

Los espectros de diseño elástico son el punto de partida para el cálculo de las fuerzas laterales de diseño y para la determinación de las deformaciones laterales en las estructuras; de ahí su enorme importancia en el diseño sismorresistente. Es deseable, entonces, que ofrezcan al ingeniero indicaciones claras sobre los niveles de aceleración que pueden ocurrir en el sitio y sobre las máximas demandas, tanto de aceleración como de desplazamiento, que experimentarían las estructuras ahí desplantadas. Por otra parte, se reconoce que una manera razonable de especificar espectros de diseño es empezar con espectros de peligro sísmico uniforme, es decir, espectros cuyas ordenadas tienen la misma probabilidad de ser excedidas en un lapso dado.

En vista de lo anterior, el punto de partida para los espectros de diseño que aquí se proponen serán los espectros de peligro uniforme (seudoaceleración, 5% del amortiguamiento crítico) calculados para distintos sitios de la Ciudad de México.

Espectros de peligro uniforme

Para el cálculo de estos espectros, en primer lugar se calcularon, mediante procedimientos convencionales (Esteva, 1970), las curvas de tasa de excedencia de las ordenadas espectrales de interés (periodos entre 0 y 5 seg) para la Ciudad Universitaria (CU) de la Ciudad de México. Para esto se utilizaron las leyes de atenuación de Reyes (1999) desarrolladas específicamente para este sitio. Como se verá más adelante, CU es el sitio de referencia para el cálculo posterior de tasas de excedencia y espectros de peligro uniforme en otros sitios de la ciudad. Las tasas de excedencia calculadas han sido comparadas satisfactoriamente con las observadas, de acuerdo con lo reportado por Ordaz y Reyes (1999). En la figura 1 se presenta el espectro de peligro uniforme para el sitio CU con periodo de retorno de 125 años. Conviene señalar que el espectro corresponde al promedio de las aceleraciones observadas en los componentes NS y EW.

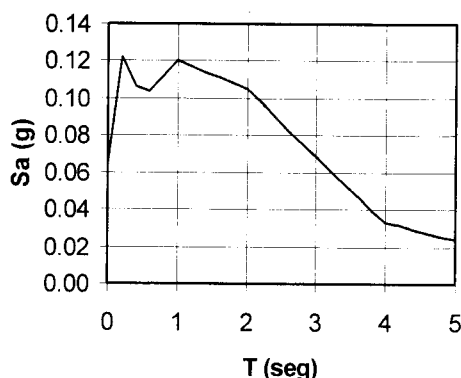


Figura 1. Espectro de peligro uniforme para el sitio CU, asociado a un periodo de retorno de 125 años.

Nótese que este espectro de peligro uniforme incluye el efecto ponderado de sismos de diversos orígenes; el factor de ponderación está dado, principalmente, por la sismicidad de las diversas fuentes y su distancia a CU. En la figura 1 puede observarse que el espectro de peligro uniforme presenta dos máximos. El primero, en alrededor de $T=0.3$ seg, se debe a los sismos locales y a los de profundidad intermedia que ocurren en la placa de Cocos subducida (ver, por ejemplo, Rosenbluth *et. al*, 1989); el segundo máximo, para $T=1$ seg, está producido por los grandes temblores costeros.

Se obtuvieron, por otra parte, funciones de amplificación espectral, $F_i(T)$, para más de 100 sitios instrumentados en la Ciudad de México. Estas funciones, que dependen del periodo T , se definen como el promedio de los cocientes entre ordenadas del espectro de respuesta en el sitio de interés, digamos el i -ésimo, y el sitio CU, para el mismo periodo y diversos sismos:

$$F_i(T) = \frac{1}{m_i} \sum_{k=1}^{m_i} \frac{Sa_{ik}(T)}{Sa_{0k}(T)} \quad (1)$$

donde m_i es el número de sismos registrados simultáneamente en la estación i y en la estación CU, y $Sa_{ik}(T)$ y $Sa_{0k}(T)$ son las ordenadas espectrales registradas en la estación i y en CU, respectivamente, durante el sismo k .

Hecho lo anterior, se formó una malla de 1600 puntos cubriendo la porción más poblada del DF, y se calculó para todos ellos la función de amplificación espectral $F_j(T)$, $j=1,1600$, mediante el procedimiento de interpolación ideado por Pérez Rocha (1999). A partir de las tasas de excedencia en CU y las funciones de amplificación espectral es posible determinar el espectro de peligro uniforme para cada uno de los 1600 sitios, observando que (Esteve, 1970):

$$\nu_j[Sa(T)] = \nu_0 \left[\frac{Sa(T)}{F_j(T)} \right] \quad (2)$$

donde $\nu_j[Sa(T)]$ es la tasa de excedencia de la aceleración $Sa(T)$ en el sitio j , mientras que $\nu_0[Sa(T)]$ es la tasa de excedencia de $Sa(T)$ en la estación CU.

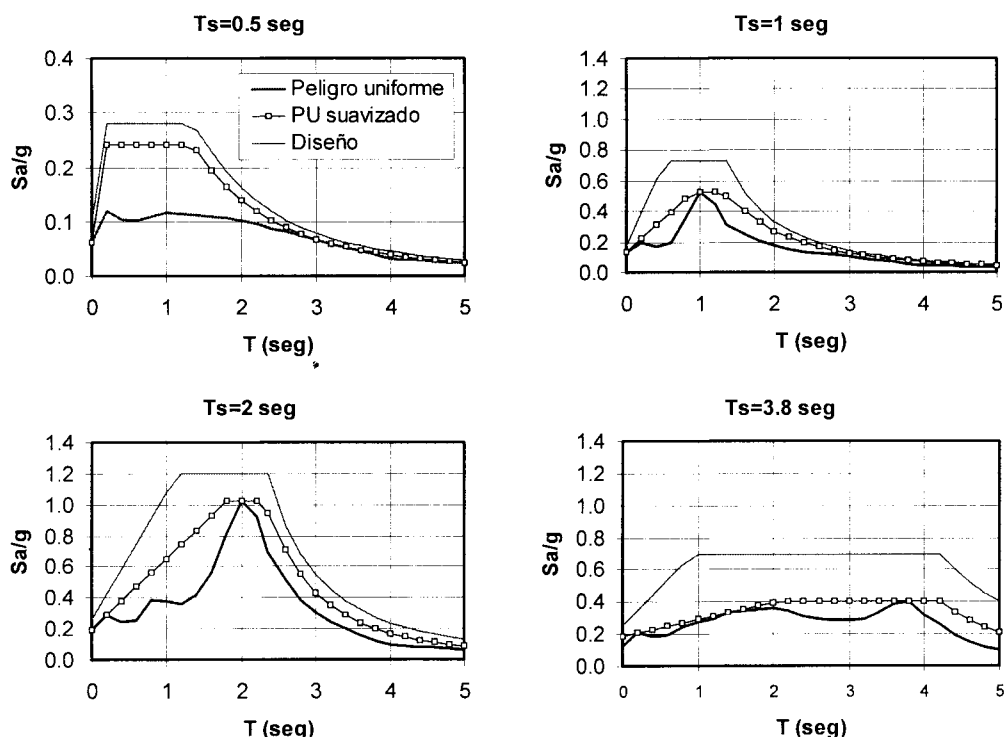


Figura 2. Espectros de peligro uniforme, de peligro uniforme suavizados y de diseño, para sitios de la Ciudad de México con los periodos predominantes, T_s , que se indican.

Para que la ecuación 2 sea estrictamente válida, deben cumplirse las condiciones siguientes: 1) que la función $F_j(T)$ sea constante de temblor a temblor; y 2) que la función $F_j(T)$ sea determinista, es decir, que no exista incertidumbre sobre su valor. Con rigor, ninguna de las dos condiciones se cumple. Hablando de la condición 1, puede demostrarse que el cociente entre espectros de respuesta, aún con comportamiento lineal del suelo, depende del contenido de frecuencias del movimiento incidente. Adicionalmente, para niveles muy elevados de aceleración, es seguro que se presentaría comportamiento no lineal del suelo. Por otra parte, sí existe incertidumbre en la función $F_j(T)$. Sin embargo, las aproximaciones implícitas en la ecuación 2 son aceptables en vista de que: 1) aunque $F_j(T)$ no es constante de temblor a temblor, tampoco varía mucho, ni siquiera cuando se trata de sismos de diversos orígenes (Singh et al, 1999); 2) los periodos de retorno que en este trabajo se recomiendan para diseño están asociados a sismos en que los efectos no lineales serán seguramente moderados o bajos, tal como ocurrió durante el sismo del 19 de septiembre de 1985; y 3) la incertidumbre en $F_j(T)$ es pequeña en comparación con la incertidumbre en las leyes de atenuación usadas en los cálculos de peligro (Pérez Rocha, 1999).

En la figura 2 se presentan espectros de peligro uniforme asociados a 125 años de periodo de retorno, calculados para diversos sitios de la Ciudad de México.

Espectros de peligro uniforme suavizados

Como puede observarse en la figura 2, los espectros de peligro uniforme tienen formas muy variadas, lo cual haría inconveniente su incorporación a las normas tal como están; es necesario entonces simplificar sus formas. Para ello, se ha elegido la siguiente forma paramétrica del espectro de aceleración, $Sa(T)$:

$$\frac{Sa(T)}{g} = \begin{cases} a_o + (c - a_o) \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ c & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ c \left[k + (1-k) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 \right] \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (3)$$

Como puede apreciarse, la forma del espectro suavizado depende de 5 parámetros: a_o , que es la aceleración máxima del terreno; c , que es la ordenada espectral máxima; T_a y T_b , que son periodos característicos del espectro; y k , que como se verá a continuación, es un parámetro que controla la caída de la ordenada espectral para $T > T_b$. Las formas espectrales resultantes pueden apreciarse en la figura 3, junto con sus correspondientes espectros de desplazamiento, $Sd(T)$.

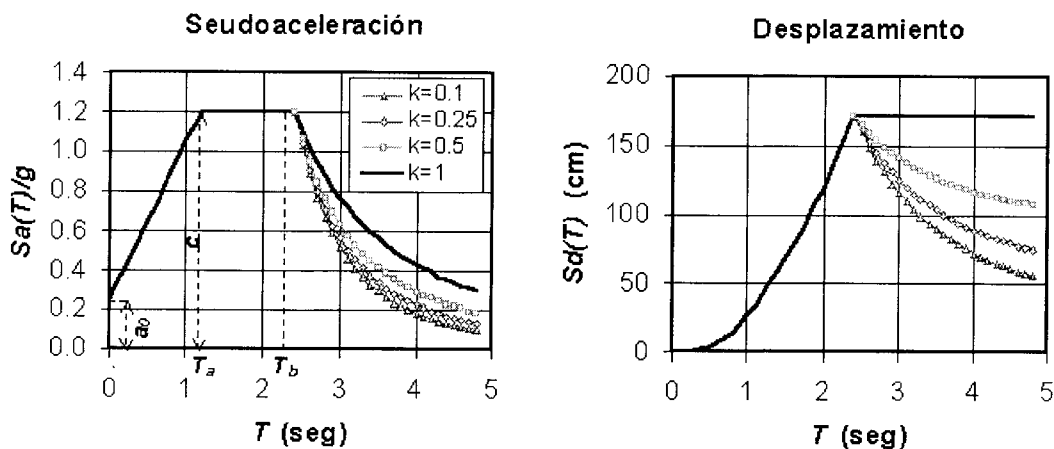


Figura 3. Formas características de los espectros de peligro uniforme suavizados, tanto de pseudo-aceleración como de desplazamiento. Nótese la variación de las ordenadas para $T > T_b$ dependiendo del parámetro k

Nótese que las formas espectrales para $T < T_b$ son las mismas que se han usado en los códigos mexicanos desde hace muchos años. Sin embargo, para $T > T_b$ se propone una forma nueva, con el propósito de tener una descripción más adecuada de los espectros de desplazamiento en ese intervalo de periodos.

Como se sabe, a periodos largos el desplazamiento espectral tiende a una constante, que es el desplazamiento máximo del suelo, D_{max} . En vista de la relación entre pseudoacelera-

ción y desplazamiento ($Sd = SaT^2/4\pi^2$), lo anterior sólo puede lograrse si el espectro de pseudoaceleración decae al menos como T^2 para periodo suficientemente largo. Las formas que estipulan prácticamente todos los reglamentos del mundo para el espectro de pseudoaceleración señalan un decaimiento más lento, lo cual conduce a que el espectro de desplazamiento, en muchos casos, crezca indefinidamente con el periodo. Esto es inadecuado, especialmente en sitios blandos como los que existen en la Ciudad de México, en donde pueden presentarse grandes desplazamientos espectrales para $T \approx T_s$, y desplazamientos considerablemente menores para $T \gg T_s$. Como ejemplo, el registro obtenido en la SCT durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 (componente EW) presenta un desplazamiento espectral máximo de 120 cm pero un valor de D_{max} (que es también el espectral para $T \gg T_s$) de sólo alrededor de 20 cm.

Como puede apreciarse en la figura 3, la forma espectral propuesta para $T > T_b$ conduce a espectros de desplazamiento más realistas, y es suficientemente rica como para representar tanto espectros de desplazamiento típicos de terreno firme ($k=1$) como espectros de suelos muy blandos ($k=0$).

Este nuevo parámetro k tiene significado físico. En la ecuación 3 puede observarse que, independientemente del valor de k , cuando T tiende a infinito, el espectro de pseudoaceleración tiende a cero, pero el espectro de desplazamiento tiende a una constante (D_{max}) dada por:

$$D_{max} = \frac{ckT_b^2}{4\pi^2} \quad (4)$$

Por otro lado, el desplazamiento espectral máximo, que ocurre cuando $T=T_b$, vale

$$Sd_{max} = \frac{cT_b^2}{4\pi^2} \quad (5)$$

de donde puede deducirse que el coeficiente k es justamente el cociente entre el desplazamiento máximo del suelo y el desplazamiento espectral máximo:

$$k = \frac{D_{max}}{Sd_{max}} \quad (6)$$

A partir de las formas espectrales seleccionadas (ecuación 3), se procedió a determinar, para cada uno de los 1600 puntos estudiados, los valores de los cinco parámetros del espectro suavizado, de manera que el espectro de peligro uniforme quedara cubierto en todo el intervalo de periodos. Algunos ejemplos de espectros de peligro uniforme suavizados se presentan en la figura 2.

Espectros elásticos de diseño

En la figura 4 se presentan los valores calculados para los cinco parámetros que definen a los espectros suavizados de peligro uniforme en los 1600 puntos estudiados.

Puede observarse que, aunque la relación entre los parámetros calculados y T_s no es perfecta, sí se observan claras tendencias. Estas tendencias están conservadoramente cubiertas por las líneas rectas que también se muestran en la figura 4, las cuales tienen las siguientes expresiones algebraicas:

$$a_o = \begin{cases} 0.1 + 0.15 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases} \quad (7)$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5 (T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (8)$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases} \quad (9)$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2 T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (10)$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35; & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases} \quad (11)$$

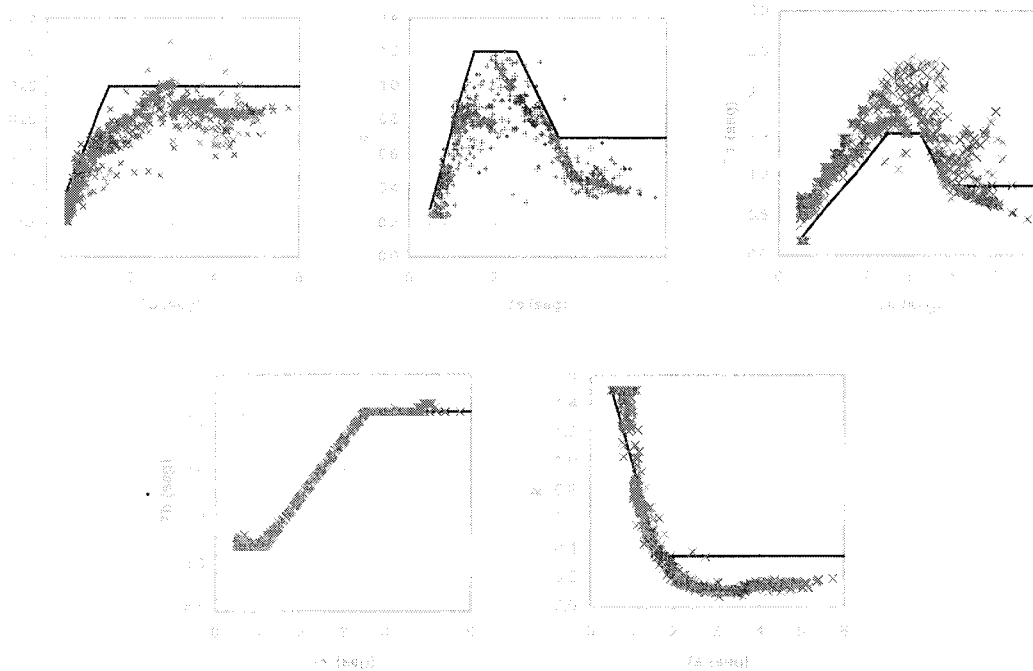


Figura 4. Puntos: relación entre los parámetros que definen los espectros de peligro uniforme suavizados y el periodo predominante del suelo, T_s . Líneas rectas: ajustes propuestos para especificar espectros de diseño.

Con las expresiones 7-11, es posible determinar los cinco parámetros que definen al espectro de diseño de sitio a partir del periodo predominante del suelo. Se propone que, tal como ocurre en las normas actuales, el valor de T_s se tome de una figura incluida en las normas (figura 5) o, cuando la importancia de la estructura lo justifique, se determine a partir de ensayos y análisis de dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de interés. Los espectros elásticos de diseño que resultan de aplicar este procedimiento son como los que se muestran en la figura 2 para algunos sitios de la Ciudad de México.

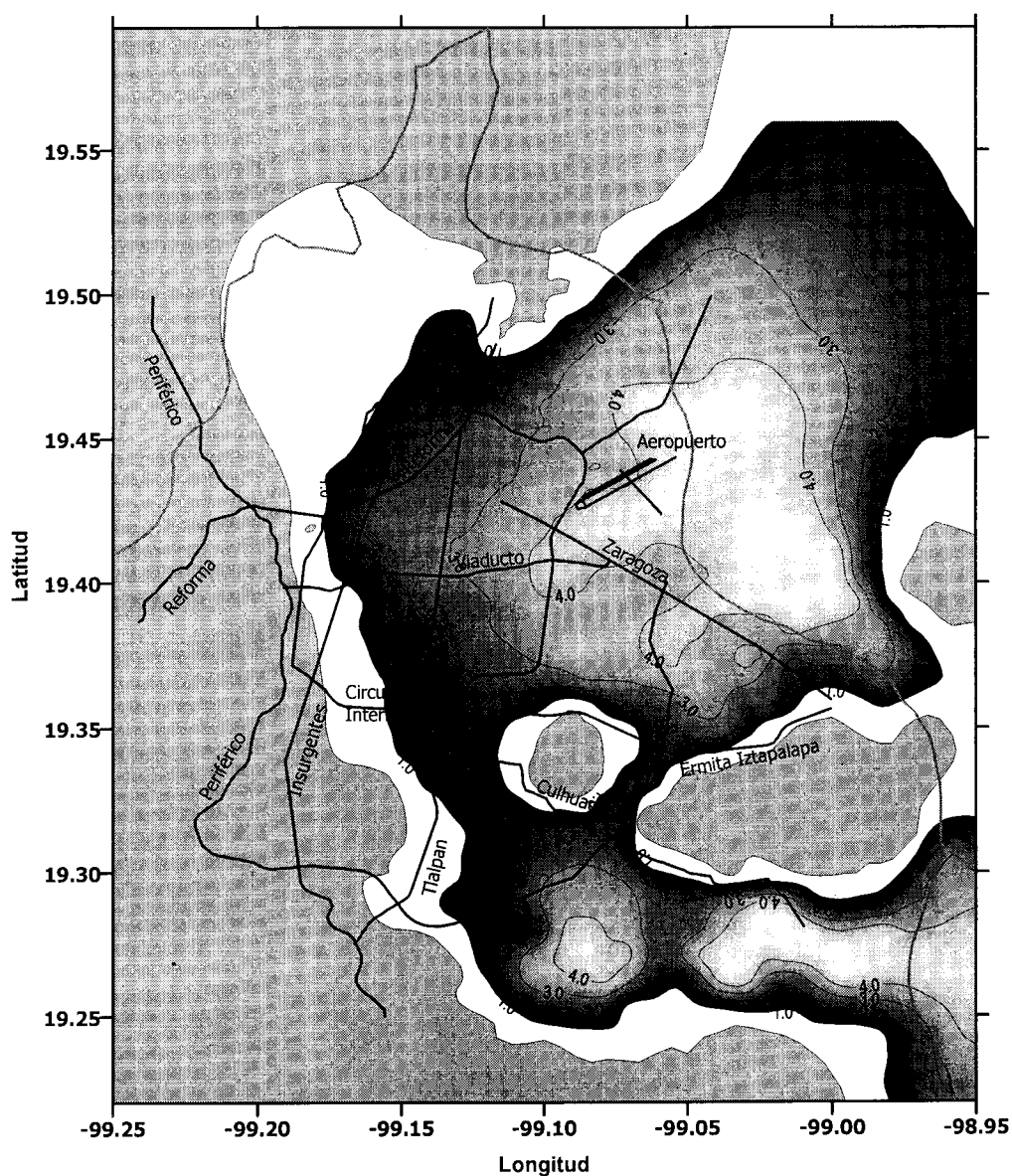


Figura 5. Curvas de periodo predominante del suelo, en seg., en la Ciudad de México

3. REDUCCIÓN POR DUCTILIDAD

Los criterios contemporáneos de diseño admiten que la estructura tenga incursiones en el rango no lineal ante el sismo que caracteriza el estado límite de colapso. Esto permite limitar las demandas de fuerza en los elementos estructurales (para, por tanto, utilizar resistencias de diseño menores), a costa de que se presenten demandas de ductilidad limitadas y cierto nivel de daños provocados por la fluencia de algunas secciones de la estructura.

Para modelar el comportamiento no lineal, prácticamente todos los reglamentos del mundo están basados en análisis de un sistema de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico. Es con este modelo que se determina la resistencia necesaria para limitar las demandas de ductilidad a un valor especificado, que llamaremos Q . Es usual expresar la resistencia necesaria para lograr una demanda de ductilidad dada, $C(T, Q)$, como una fracción de la resistencia necesaria para tener una demanda de ductilidad unitaria (comportamiento elástico), $C(T, 1)$; nótese que ambas resistencias dependen del periodo estructural, T . Llamaremos Q' a este cociente:

$$Q'(T, Q) = \frac{C(T, 1)}{C(T, Q)} \quad (12)$$

La forma de la función Q' ha sido ampliamente estudiada en los últimos años (Krawinkler *et al.*, 1992; Miranda, 1993; Miranda y Bertero, 1994). En particular, Ordaz y Pérez Rocha (1998) observaron que, bajo circunstancias muy generales, Q' depende del cociente entre el desplazamiento espectral, $S_d(T)$ y el desplazamiento máximo del suelo, D_{max} , de la siguiente manera:

$$Q'(T, Q) = 1 + (Q - 1) \left(\frac{S_d(T)}{D_{max}} \right)^\beta \quad (13)$$

donde $\beta \approx 0.5$. Una versión simplificada de esta relación es la que se presenta a continuación:

$$Q' = \begin{cases} 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (14)$$

donde:

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 \quad (15)$$

Para llegar a esta expresión aproximada, se razonó de la siguiente manera: independientemente de Q , para $T=0$, $Q'(T, Q)=1$. Por sencillez, se decidió hacer una variación lineal entre $Q'=1$ para $T=0$ y $Q'=Q_{max}$ para $T=T_a$. Q_{max} es el máximo valor que puede llegar a tomar Q' . De acuerdo con la expresión 13, este máximo se presentará cuando $S_d(T)$ sea máximo, lo

cual acontece para $T=T_b$. En este periodo, de acuerdo con la ecuación 6, $Sd(T)/D_{max}=1/k$, de donde se desprende que, si $\beta=0.5$,

$$Q_{max} = 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \quad (16)$$

De aquí las expresiones de los dos primeros tramos de la ecuación 14. La expresión para $T>T_b$, resulta de considerar que si en este intervalo el espectro de pseudoaceleración sigue lo señalado en la ecuación 3, entonces su correspondiente espectro de desplazamiento será

$$Sd(T) = c \left(\frac{T_b}{2\pi} \right)^2 \left[k + (1-k) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 \right] \quad (17)$$

Sustituyendo las ecuaciones 4 y 17 en la ecuación 13 con $\beta=0.5$, se obtiene la expresión para Q' cuando $T>T_b$ que se presenta en la ecuación 14. Nótese que Q' depende tanto de Q como de los parámetros T_a , T_b y k . Estos, como se ha indicado, dependen de T_s . En la figura 6 se presentan ejemplos de la función Q' para $Q=4$ y diferentes valores de T_s .

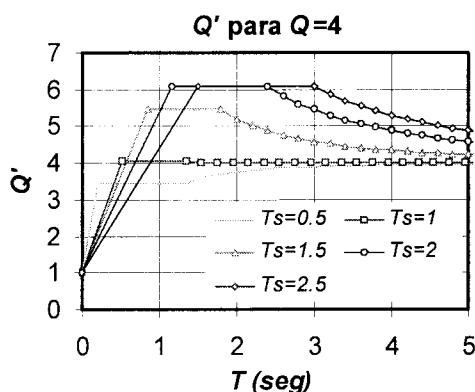


Figura 6. Valor de Q' para $Q=4$ y diversos valores de T_s .

Obsérvese que, a diferencia de lo que ocurre con la reducción por ductilidad en las normas vigentes, el valor de Q' puede ser más grande que Q . De acuerdo con la ecuación 16, esto ocurre sólo cuando $k<1$, lo cual a su vez sucede cuando $T_s>1$ (ver ecuación 11 y figura 4). En otras palabras, Q' puede ser mayor que Q para suelos blandos, correspondientes a la actual zona III de las normas.

Que en suelos blandos Q' puede ser mayor que Q en cierto intervalo de periodos fue notado por primera vez por Meli y Ávila (1986) analizando los registros obtenidos en zona de lago durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.

Este hecho se ha verificado posteriormente analizando cientos de acelerogramas (Miranda, 1993; Ordaz y Pérez Rocha, 1998). Para periodo muy largo ($T>>T_b$), puede verificarse con las ecuaciones 14 y 15 que, como lo exige la dinámica estructural, Q' tiende a Q .

4. REDUCCIÓN POR SOBRERRESISTENCIA

La existencia de sobrerresistencia estructural ha sido reconocida ya en diversos reglamentos de construcción en el mundo (*e.g.*, Rosenblueth *et al.*, 1989). Existen diversas fuentes de sobrerresistencia. Se tiene, por un lado, que los valores nominales de las resistencias de los materiales son, por definición, generalmente menores que sus resistencias reales. Por otro lado, muchos de los modelos que se emplean para evaluar resistencias tienen simplificaciones del lado de la seguridad; puede consultarse el trabajo de Miranda (1991) para una discusión profunda de estos aspectos.

Pero quizá la fuente más grande de sobrerresistencia en muchas estructuras sea el procedimiento mismo de diseño que se utiliza en las disposiciones reglamentarias. Como se recuerda, las normas especifican que la estructura debe analizarse ante fuerzas reducidas por el factor Q' , y debe suministrarse a las secciones una resistencia tal que se mantengan elásticas ante dichas fuerzas. Por tanto, si una sección fluye ante las cargas reducidas, deberá aumentarse su resistencia hasta que esto no ocurra. Se supone entonces que la resistencia nominal de la estructura es aquella con la cual ninguna sección fluye. En realidad algunas secciones fluirán ante el sismo de diseño, y los requisitos normativos están orientados a que las demandas de ductilidad en estas secciones no sobrepasen su capacidad. Sin embargo, el comportamiento global de la estructura no es, en general, estrictamente elastoplástico; sólo lo sería si todas las secciones fluyeran al mismo tiempo, lo cual puede ocurrir sólo en estructuras de pocos grados de libertad. Esto implica que la resistencia global real de la estructura es superior a la nominal.

Como ha observado Loera (2000), este efecto debería tomarse en cuenta cuando se evalúan las resistencias y no como un factor reductivo de las cargas; sin duda, este sería el procedimiento más racional. Esto implicaría, sin embargo, cambios profundos en los criterios de análisis estructural y llevaría, casi seguramente, a la obligatoriedad del uso de métodos inelásticos de análisis. La alternativa que parece más viable por el momento es el método del empujón. Aunque se ha avanzado en el estudio de estos métodos de análisis, es nuestra opinión que aún no se ha investigado lo suficiente como para modificar los esquemas actuales de análisis. En vista de lo anterior, se propone seguir aplicando la sobrerresistencia como un factor reductivo del lado de las acciones.

La sobrerresistencia depende de muchos factores; en particular, por lo que se asienta en párrafos anteriores, depende del grado de hiperestaticidad de la estructura. No se dispone de suficientes estudios que permitan calcular la sobrerresistencia en función de unos pocos parámetros estructurales. Por tal motivo, se propone utilizar factores reductivos que conduzcan, aproximadamente, a las resistencias que se obtienen con las normas actuales para valores de capacidad dúctil de entre 3 y 4. Se propone entonces que la reducción por sobrerresistencia, R , esté dada por el factor

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (18)$$

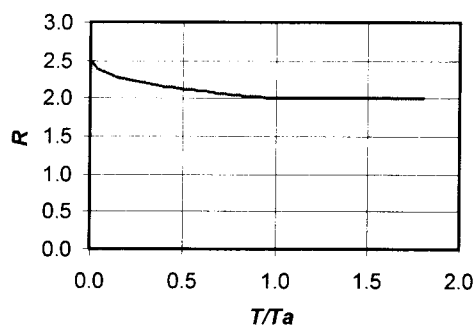


Figura 7. Valor propuesto para el factor de sobrerresistencia, R .

R , como puede apreciarse, vale 2.5 para $T=0$ y 2 para $T>T_a$. No existen en realidad bases teóricas o empíricas para explicar una variación de R como la que se presenta en la ecuación 18. Se eligió esta forma funcional porque, como se ha señalado, conduce a resistencias necesarias del orden de las que se obtienen actualmente para $Q=3$ o 4, y porque, como se verá más adelante, conduce a formas espectrales razonables. En la figura 7 se ilustra la forma del factor R .

5. ESPECTROS INELÁSTICOS DE DISEÑO

De acuerdo con lo señalado en los incisos anteriores, la resistencia necesaria de diseño, $C(T, Q)$, se calculará de la siguiente manera:

$$C(T, Q) = \frac{a(T)}{R(T)Q'(T, Q)} \quad (19)$$

con $Sa(T)$ dado por las ecuaciones 3 y 7-11, $Q'(T, Q)$ por la ecuación 14 y R por la ecuación 18. En la figura 8 se presentan espectros inelásticos de diseño para diversos valores de T_s y varios valores de ductilidad; se comparan con los actualmente especificados en el apéndice A4 de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTC) del reglamento de construcciones del DF.

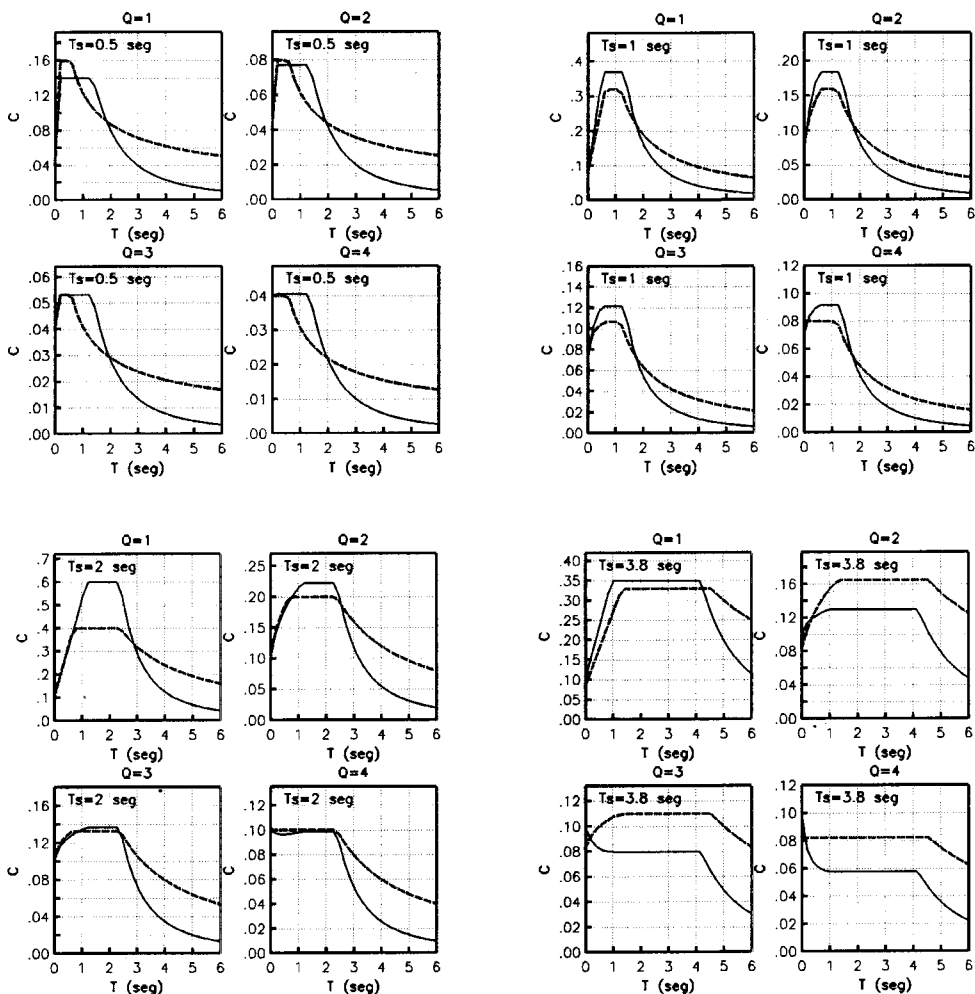


Figura 8. Espectros de diseño (resistencia necesaria) para sitios con diversos periodos predominantes del suelo, T_s , y para varias ductilidades. Línea continua (negra): espectros propuestos en el presente trabajo; línea discontinua (roja): espectros obtenidos del apéndice A4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo vigentes en el DF

En la figura 8, puede apreciarse que las resistencias necesarias a periodo largo son menores que las actualmente exigidas por las NTC. Para evitar estructuras con resistencias excesivamente bajas, se propone que, si del análisis se encuentra que la fuerza cortante V es menor que $a_{min}W$, donde W es el peso de la estructura, se incrementen todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que V iguale a ese valor; por las razones que se detallarán más adelante, los desplazamientos no deben afectarse por esta corrección. a_{min} se propone igual a 0.03 cuando $T_a < 1$ seg, o 0.05 cuando $T_s > 1$ s. Las ordenadas espectrales que resultan de la aplicación de las expresiones anteriores son para las estructuras del grupo B, y habrán de multiplicarse por 1.5 para las estructuras del grupo A.

6. CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS

Los desplazamientos se calcularán multiplicando por ciertos factores los que se obtienen de someter a la estructura a las fuerzas laterales reducidas, es decir, aquéllas que resultan de la distribución del cortante basal de diseño $C(T,Q)W$. Llamaremos a estos los *desplazamientos reducidos*, D_R . Se propone la verificación de los desplazamientos de la estructura en dos estados límite: el de colapso y el de servicio. Describiremos a continuación estos estados y la manera de calcular los desplazamientos en ambos casos.

Estado límite de colapso

Este estado límite intenta verificar el comportamiento —los desplazamientos relativos de entrepiso en particular— durante la ocurrencia del sismo de diseño, cuyo espectro elástico de aceleraciones queda descrito por la función $S_a(T)$ (ver ecuación 3). Los desplazamientos ante este sismo, que llamaremos D_C , se calcularán, como es costumbre, multiplicando los reducidos, D_R , por Q . Pero, además, deberán multiplicarse por R , el factor de sobrerresistencia. La razón de esto es que, si en efecto la estructura tiene una sobrerresistencia R , las fuerzas sísmicas no quedarán limitadas por el valor de la resistencia de diseño, $C(T,Q)$, sino por una mayor, que es justamente el producto de la resistencia nominal por la sobrerresistencia. De acuerdo con esto,

$$D_C = D_R QR \quad (20)$$

A partir de los desplazamientos de colapso D_C , se calcularán las distorsiones de entrepiso resultantes, las cuales se compararán con distorsiones permisibles que reflejen la capacidad máxima real de los diversos sistemas estructurales. En la Tabla 1 se presentan algunos de los valores propuestos.

Estado límite de servicio

Se propone la existencia de un estado límite de servicio claramente especificado. Se pretende que la estructura permanezca elástica y con desplazamientos limitados ante la ocurrencia de un sismo que tiene un periodo de retorno mucho menor que el del sismo de colapso. El problema de la determinación del periodo de retorno óptimo del sismo de servicio no es trivial, y aunque se han hecho estudios al respecto (ver, por ejemplo, Reyes, 1999), el tema no está de ninguna manera agotado. Sin embargo, en el trabajo antes mencionado se señalan indicios de que, para diversos tipos estructurales comunes, el periodo de retorno óptimo para la

Ciudad de México es de unos 10 años. A este periodo de retorno están asociadas ordenadas espectrales similares a las que produjo el sismo del 25 de abril de 1989. Hay, además, un razonable acuerdo entre los expertos consultados en el sentido que, durante un sismo como este, no deberían presentarse daños no estructurales en las edificaciones.

En vista de esto, se propone que el sismo de servicio sea uno con un espectro de aceleraciones como el de la ecuación 4 dividido entre un factor constante igual a 7, para tener espectros del orden de los registrados el 25 de abril de 1989. Se ha señalado en el pasado la inconveniencia de tener, en un esquema de diseño multinivel como el que aquí se propone, espectros de diseño que tengan la misma forma, especialmente en suelos blandos (Ordaz et al., 1996). La razón es que la forma espectral puede ser considerablemente modificada por el contenido de frecuencia de los sismos que rigen el estado límite de servicio, que no tienen las mismas características que los que rigen el estado límite de colapso. Sin embargo, en aras de la sencillez, se ha decidido dejar esta propuesta con una forma espectral igual para ambos estados límite. Esto, sin duda, ameritará ser afinado en el futuro.

En estas condiciones, los desplazamientos para revisión del estado límite de servicio, D_S , se calcularán de la siguiente manera:

$$D_S = D_R \frac{Q' R}{7} \quad (21)$$

Al multiplicar los desplazamientos reducidos por Q' y por R se tienen los desplazamientos elásticos que se presentarían durante el sismo de colapso; la posterior división entre 7 los convierte en los que se tendrían durante un sismo 7 veces menor. Las distorsiones de entrepiso resultantes de estos desplazamientos se compararán con valores de distorsión para los cuales se inicia el daño en sistemas no estructurales comunes. Se proponen los valores de 0.002 cuando los muros de mampostería estén ligados a la estructura y de 0.004 cuando no lo estén.

Desplazamientos cuando gobierna el requisito de resistencia mínima

Como se ha señalado, cuando la resistencia calculada es menor que cierto valor, deben escalarse las fuerzas sísmicas resultantes de suerte que el coeficiente cortante basal sea justamente $a_{\min}$. Esta corrección, sin embargo, no debe afectar al cálculo de desplazamientos. Multiplicar los desplazamientos por este factor correctivo implica, aproximadamente, tener un espectro de diseño de aceleraciones que a partir de cierto periodo se vuelve constante. Con un espectro así, el espectro de desplazamiento empezaría a crecer como T^2 justamente a partir de ese periodo, lo que constituye una forma poco realista para dicho espectro.

7. COMPARACIÓN CON REQUISITOS VIGENTES

Resistencias necesarias

En la figura 9 se comparan las resistencias exigidas por la presente propuesta con las que demanda el apéndice A4 de las NTC vigentes, para dos valores de ductilidad: $Q=1$ y 4. La comparación se hace en términos del cociente entre estas resistencias, como función del periodo estructural y del periodo predominante del suelo.

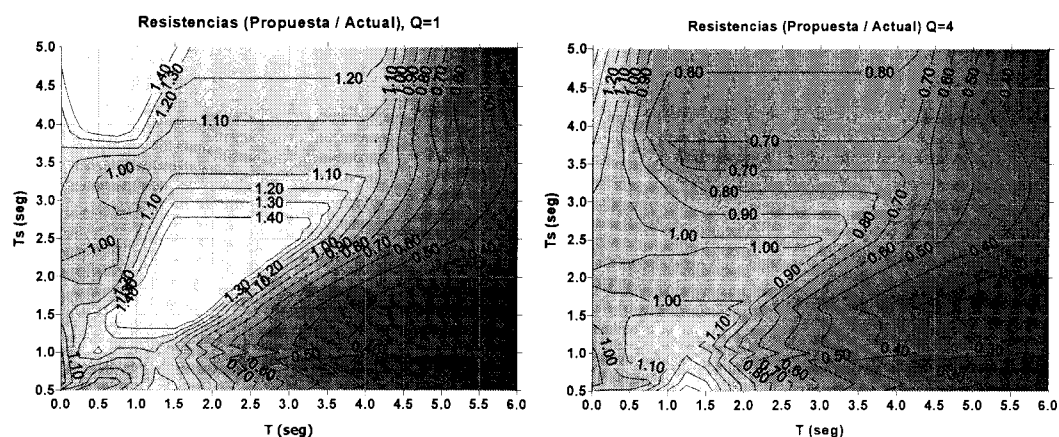


Figura 9. Comparación entre las resistencias propuestas en este estudio y las exigidas actualmente en el apéndice A4 de las NTC del DF.

Puede observarse que, para $Q=1$ y $T < T_s$, las resistencias calculadas con los criterios que aquí se presentan pueden llegar a ser 50% superiores a las actualmente vigentes. Para periodo largo ($T > T_s$), la propuesta requeriría resistencias menores que lo que ahora demanda el apéndice A4. Conviene notar, sin embargo, que en la figura 9 no se ha incluido la resistencia mínima de que se habló anteriormente. Para $Q=4$ y $T < T_s$, se tienen resistencias comparables entre lo que aquí se propone y las normas vigentes. Para $T > T_s$, la exigencia de la presente propuesta sería menor.

Rigideces necesarias

Como se ha indicado, existen ahora dos estados límite que pueden gobernar la rigidez de una estructura. Qué estado gobierne dependerá, en general, de las características dinámicas de ésta, de la distribución de rigideces, de la localización del edificio –puesto que ésta controla la forma del espectro– y del sistema estructural utilizado. En la figura 10 se presenta una comparación entre la rigidez (mínima) necesaria para satisfacer los criterios propuestos, K_p , y la que se requeriría para satisfacer las NTC vigentes cuando se determinan espectros de diseño con el apéndice A4, K_a . Para calcular la máxima distorsión de entrepiso, γ_{max} , se ha supuesto que esta se relaciona con el desplazamiento espectral de la siguiente forma (Miranda, 1999):

$$\gamma_{max} = \beta_1 \beta_2 \beta_3 \frac{S_d(T)}{H} \quad (22)$$

donde H es la altura total del edificio, β_1 es un coeficiente que relaciona el desplazamiento espectral con el desplazamiento de azotea, β_2 relaciona la distorsión promedio del edificio con su valor máximo, y β_3 es el cociente entre desplazamientos elástico e inelástico, el cual es igual a Q'/Q . Para fines ilustrativos, el producto $\beta_1 \beta_2$ se ha tomado igual a 2 y $H = Nh$, siendo N el número de pisos y $h = 350$ cm. En los ejemplos que se muestran, se ha supuesto que la distorsión permisible al colapso es de 0.03, y que, por tratarse de muros desligados, la propuesta actual requiere 0.004 en condiciones de servicio; por su parte, las NTC vigentes requerirían una distorsión máxima de 0.012.

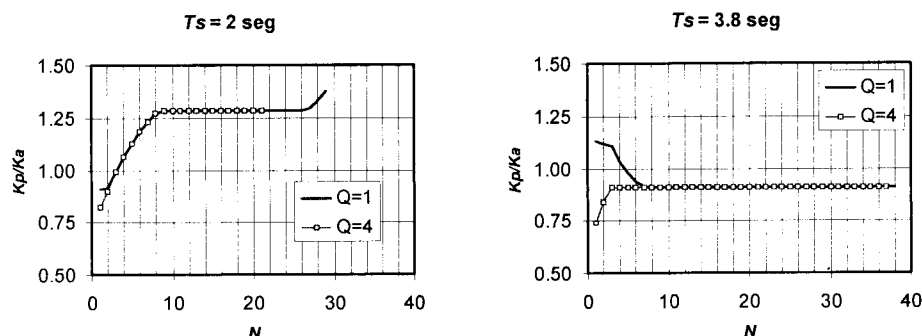


Figura 10. Relación entre la rigidez mínima requerida en la presente propuesta, K_p , y la rigidez requerida por las NTC vigentes utilizando el apéndice A4, K_a . Se presentan los casos de $T_s=2$ y 3.8 seg, y ductilidades, Q , de 1 y 4, para distintos valores de N , el número de pisos. Las distorsiones permisibles son: en la propuesta que se hace, 0.030 al colapso y 0.004 en servicio; para las NTC vigentes, 0.012.

Tabla 1. Distorsiones propuestas permitidas para el estado límite de colapso en diversos sistemas estructurales.

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado ($Q=3$ ó 4)	0.0300
Marcos dúctiles de acero ($Q=3$ ó 4)	0.0300
Marcos de acero con ductilidad limitada ($Q=1$ ó 2)	0.0150
Losas planas sin muros o contravientos	0.0150
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.0200
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.0150
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto ($Q=3$)	0.0150
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada ($Q=1$ ó 2)	0.0100
Muros diafragma	0.0060
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.0050
Muros de carga de: mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.0040
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.0020
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

En la figura 10 puede observarse que, para la combinación de parámetros estudiada, las rigideces necesarias con el enfoque propuesto serían entre 75 y 130% de las rigideces actualmente demandadas. No hay espacio para presentar en este artículo una comparación exhaustiva entre lo propuesto y lo vigente. Sin embargo, los autores han observado que, en general, las reglas propuestas no exigen rigideces muy diferentes a las actuales, con la excepción de los casos de sistemas estructurales con moderada o baja capacidad de deformación al co-

lapso (distorsiones permisibles menores a 0.02, de acuerdo con la Tabla 1), en los que además se desee mantener los muros desligados de la estructura (distorsiones permisibles de 0.012 en la NTC actuales y de 0.004 en el estado límite de servicio de la presente propuesta). En la figura 11 se presenta una comparación de rigideces mínimas para algunos de estos casos en los que, como se aprecia en la figura 11, la propuesta exigiría rigideces considerablemente mayores que las NTC vigentes, especialmente para bajas ductilidades.

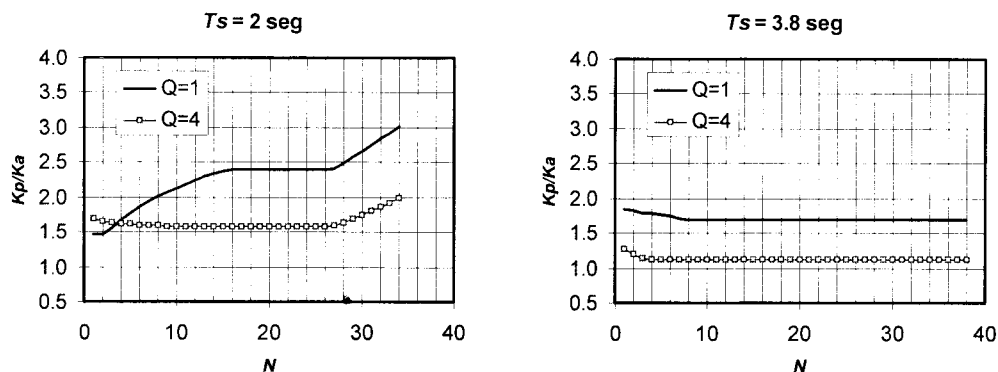


Figura 11. Relación entre la rigidez mínima requerida en la presente propuesta, K_p , y la rigidez requerida por las NTC vigentes utilizando el apéndice A4, K_a . Se presentan los casos de $T_s=2$ y 3.8 seg, y ductilidades, Q , de 1 y 4, para distintos valores de N , el número de pisos. Las distorsiones permisibles son: en la propuesta que se hace, 0.015 al colapso y 0.004 en servicio; para las NTC vigentes, 0.012.

Algunas implicaciones de la forma propuesta para los espectros de desplazamiento

Los autores han observado por lo menos dos consecuencias importantes producidas por las nuevas formas del espectro de desplazamiento. Se mencionan brevemente a continuación.

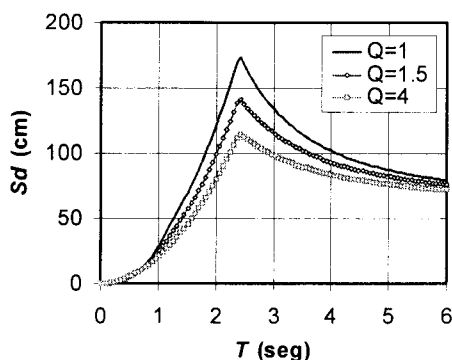


Figura 12. Desplazamientos de diseño (estado límite de colapso) para un sitio con $T_s=2$ seg y diversos valores de ductilidad, Q .

1. En la figura 12 se presentan espectros de diseño de desplazamiento (estado límite de colapso) para un sitio con $T_s=2$ seg. Puede observarse que, a diferencia de lo que ocurre con las NTC vigentes, el desplazamiento espectral alcanza un máximo (en este caso en $T=2.4$ seg) y después empieza a disminuir, tendiendo, como dicta la dinámica estructural, al

desplazamiento máximo del suelo. Esto significa que habrá casos en que el desplazamiento inelástico espectral necesario para producir la distorsión máxima de entrepiso será mayor que el máximo del espectro de diseño de desplazamiento. En esta situación, el estado límite de colapso no podrá gobernar en lo referente a rigidez de la estructura.

2. Como puede observarse de la figura 12, los desplazamientos de diseño a periodo corto e intermedio dependen de la resistencia de la estructura y, por tanto, de la capacidad dúctil de diseño, Q . Esto contrasta con las NTC vigentes en que, como consecuencia de que $Q'=Q$, para periodos intermedios y largos el desplazamiento es independiente de la resistencia. Esto podría implicar un mayor número de iteraciones durante el proceso de diseño.

8. CONCLUSIONES

Se ha presentado un procedimiento que permite determinar resistencias y desplazamientos de diseño en la Ciudad de México de una manera más clara, y más acorde con el estado actual tanto del conocimiento sobre respuesta de suelos blandos, cuanto de las tendencias modernas de los reglamentos de construcción.

A juicio de los autores, las modificaciones más importantes que se proponen son las siguientes:

- Se parte de espectros elásticos de aceleración y desplazamiento que tienen tamaños y formas realistas.
- Se aplica explícitamente una reducción empírica por sobrerresistencia.
- Se utilizan reducciones por ductilidad con reglas más acordes con las reducciones que se observan en la realidad para sistemas de un grado de libertad.
- Se estipulan procedimientos más racionales para el cálculo de desplazamientos.
- Se hace explícita la existencia de dos estados límite de desplazamiento, con distorsiones de entrepiso permisibles que reflejan mejor el desempeño estructural que se quiere obtener.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen los numerosos y útiles comentarios de Roberto Meli. Fueron también de gran ayuda las conversaciones con Oscar de Buen, Enrique del Valle, Luis Esteva y Carlos Reyes. El presente estudio tuvo patrocinio parcial (MO) del Gobierno del DF.

REFERENCIAS

- Esteva, L. (1970), "Regionalización sísmica de México para fines de ingeniería", *Serie Azul* 246, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Krawinkler, H. y M. Rahnema (1992), "Effects of soils on design spectra", *Proceedings 10th World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, 10, 5841-5846.
- Loera, S. (2000). Comunicación personal.
- Meli, R. y J. Ávila (1988), "Analysis of building response", *Earthquake Spectra* 5, 1-18.

- Miranda, E. (1993), "Site-dependent strength reduction factors", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 119, 3503-3519.
- Miranda, E. y V. Bertero (1994), "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design", *Earthquake Spectra* 10, 357-379.
- Miranda, E. (1999), "Approximate seismic lateral deformation demand in multistory buildings", *Journal of Structural Engineering* 125, 417-425.
- Miranda, E., M. Ordaz y E. Reinoso (1999), "Algunas consideraciones sobre los nuevos reglamentos mexicanos de construcción de diseño por sismo", *XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. II. 1061-1070 Morelia, México.
- Ordaz, M, E Reinoso y L E Pérez Rocha (1996), "Criterios de diseño sísmico: consideraciones para suelos blandos", *Ingeniería Sísmica* 53, 25-35.
- Ordaz, M. y Pérez Rocha, L.E. (1998), "Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: a new approach", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 27 889-901.
- Ordaz, M. y C. Reyes (1999), "Seismic Hazard in Mexico City: observations vs. computations", *Bulletin of the Seismological Society of America* 89, 1379-1383.
- Pérez Rocha, L. E. (1999), "Respuesta sísmica estructural: efectos de sitio e interacción suelo estructura", Tesis Doctoral, *Facultad de Ingeniería, UNAM*, México.
- Reyes, C. (1999), "El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios", Tesis Doctoral, *Facultad de Ingeniería, UNAM*, México.
- Rosenblueth E., M. Ordaz, F.J. Sánchez-Sesma, y S.K. Singh (1989), "Design Spectra for Mexico's Federal District", *Earthquake Spectra* 5, 273-291.
- Singh, S.K., M. Ordaz, J Pacheco, R. Quaas, et. al (1999), "A preliminary report on the Tehuacán, Mexico, earthquake of June 15, 1999, Mw=7", *Seismological Research Letters* 70 489-504.

Vulnerabilidad sísmica de construcciones informales en mampostería: riesgos sísmicos y mapas SIG

Ahmed Mebarki, Nathalia Valencia

Laboratoire de Mécanique, Université de Marne-la-Vallée

5 Bd Descartes, Cité Descartes, Champs sur Marne

F-77454 Marne la Vallée Cedex 2, France

Email: mebarki@univ-mlv.fr

RESUMEN

Los autores proponen una metodología de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de construcciones informales en mampostería que permite visualizar, gracias a mapas SIG a escala regional o urbana, los riesgos sísmicos. La presente evaluación de la probabilidad de falla frente a un sismo no está basada sobre un análisis mecánico sofisticado sino, más bien, sobre una clasificación de la vulnerabilidad según diversos criterios mecánicos admitidos. La probabilidad de falla permite, posteriormente, deducir las repercusiones económicas y sociales. Inspirada en un método cualitativo tradicional, la metodología está inscrita en un marco probabilista. La vulnerabilidad se convierte en un valor cuantitativo y se traduce como la probabilidad de falla mecánica que evoluciona según el nivel de magnitud esperado, en el sitio de estudio.

Los resultados obtenidos concuerdan, por un lado, con la metodología existente y, por otro, con información tomada en Caracas después del sismo de 1967, con una magnitud de 6.3.

Se utilizó Mapinfo para la creación de mapas de riesgos y sus consecuencias. Se trabajó sobre una zona piloto de 33 casas en mampostería, ubicadas en los suburbios de Caracas (Naiguatá). Los riesgos sísmicos calculados varían entre 0.3 y 0.6, para una magnitud $M=5$, pero suben peligrosamente de 0.6 a 0.8, para una magnitud $M=8$.

Palabras claves: Vulnerabilidad, riesgos, sismos, mapas SIG, mampostería, análisis probabilístico.

ABSTRACT

This paper evaluates the seismic vulnerability of masonry structures, especially the informal constructions, and provides GIS maps that may help in the

analysis and management of the seismic risks at either urban or regional scales. The risk expresses the failure probability of a construction. The method is not based on dynamic analysis with non linear behavior of the materials but is rather a simplified and global methodology as it considers mechanical criteria to classify the constructions and affects therefore a level of vulnerability to each construction to which correspond economic and social consequences. The method, derived from a traditional qualitative procedure, is written within a probabilistic framework. It provides therefore a quantitative evaluation of the vulnerability as the probability of structural failure and analyses the evolution of the vulnerability with the seismic magnitude. The results are in concordance with both the existing qualitative methodology and the seismic disaster that affected Caracas in 1967. Mapinfo software was used to produce the GIS maps of the risks and their consequences, in the case of 33 informal masonry constructions, in the suburbs of Caracas (Naiguata). The predicted risks of failure range from 0.3 to 0.6, for a magnitude level of 5, but increase rapidly to reach 0.6 to 0.8 for high magnitude levels ($M=8$).

Keywords : Vulnerability, risks, earthquakes, GIS maps, masonry, probabilistic analysis.

1. INTRODUCCIÓN

Los sismos son catástrofes naturales, de acuerdo al nivel de magnitud, distancia al hipocentro, tipo de suelo, que causan enormes pérdidas humanas y materiales en concentraciones urbanas, debido a la falla de las estructuras y a efectos inducidos, tales como incendios, epidemias, etc. Por tanto, es primordial evaluar la vulnerabilidad sísmica de las construcciones y de las infraestructuras con el fin de prever posibles consecuencias. Es conveniente, entonces, disminuir el impacto de los desastres naturales mediante la creación de estrategias de prevención en las zonas identificadas como las más vulnerables.

El objeto del presente trabajo es doble:

- *Objetivo 1:* Contribuir a la visualización, a escala regional, urbana o municipal, de los desastres provocados por un sismo a través del establecimiento, con la ayuda de un SIG, de mapas de riesgo y de vulnerabilidad sísmica que permitan la toma de decisiones para disminuir las consecuencias de un posible sismo.

El programa Mapinfo fue escogido como el sistema SIG que permite generar mapas de vulnerabilidad sísmica, a partir de mapas digitales disponibles en el Instituto Geográfico Simón Bolívar, departamento "Gestión de riesgos". Los mapas generados, en el marco del presente trabajo, corresponden a un bloque de 33 casas en mampostería y con elementos de concreto armado (columnas, vigas), construcciones informales ubicadas en un suburbio de Caracas (Naiguatá).

Los mapas generados muestran la evolución de la probabilidad de falla sísmica según la magnitud, desde un nivel 5 hasta 9. Se muestra también la evolución de las consecuencias económicas (estimación de costos de reconstrucción) y sociales (estimación de perjuicios a la integridad física), a partir de modelos simplificados.

- *Objetivo 2:* Colaborar en la proposición de soluciones técnicas de reforzamiento antes de un sismo, mediante la evaluación de la probabilidad de falla de cada construcción, a partir de indicadores de vulnerabilidad, y la integración de esa información en el establecimiento de mapas de riesgo sísmico.

Hasta el presente, las metodologías empleadas para evaluar la vulnerabilidad de construcciones en mampostería han sido de dos tipos. Las metodologías muy finas, desde el punto de vista del análisis mecánico, que no son aplicables a escala regional o para un grupo de construcciones, debido a la cantidad de tiempo que implican y los conocimientos que se requieren en mecánica de estructuras. Este tipo de metodología sofisticada sería contemplada sólo para construcciones estratégicas, tales como hospitales, edificios de protección civil o militar, puentes, túneles y otras construcciones de gran importancia colectiva.

El segundo tipo de metodología es de tipo simplificado y grueso, desde el punto de vista mecánico. Consiste en establecer, a partir del conocimiento de expertos, los criterios más influyentes, en términos de resistencia mecánica, de las construcciones en mampostería frente a la ocurrencia de un sismo. El método más empleado fue desarrollado en 1984, [BEN.a], y retomado por varios equipos, pero solo permite hacer una descripción cualitativa de la vulnerabilidad. A través de este indicador solo es posible clasificar la estructura en muy peligrosa, peligrosa, segura, muy segura, [BEN.b], [YEP.a], [YEP.d], [MAL], [CHA], [BAR], [AGU.b]. Con este método es imposible cuantificar el riesgo y la vulnerabilidad según un nivel de magnitud, intensidad o aceleración del suelo. Es todavía menos posible deducir probabilidades de falla que permitan, luego, estimar consecuencias económicas o sociales del desastre.

En el marco de este trabajo, se desarrolla un método probabilista que estima la posibilidad de falla de construcciones en mampostería y que evoluciona según la magnitud del sismo y su probabilidad de ocurrencia. Las probabilidades obtenidas fueron comparadas con los resultados de métodos existentes y se encontraron equivalentes para magnitudes del orden de 5 y de 6. Nuestros resultados fueron comparados también con estadísticas del desastre observado en el sismo de Caracas, en julio de 1967, con una magnitud 6.3. [GRA.d]

Se escogió Venezuela como zona piloto para evaluar y calibrar la metodología propuesta para el análisis de la vulnerabilidad sísmica de construcciones informales. En efecto, la historia revela que desde 1530, han existido más de 130 eventos sísmicos que han causado daños apreciables en diversas ciudades del país. Alrededor del 70% de la población de Venezuela vive en zonas donde la actividad sísmica es elevada. A este hecho se añade el crecimiento acelerado de la urbanización, debido a la natalidad y al éxodo. En los barrios populares, los habitantes recurren a la "auto construcción". Sin tener recursos suficientes para contratar un ingeniero o arquitecto, la gente contruye sus casas valiéndose del sentido común o la experiencia del "vecino" o de un "familiar", siendo poco consciente del riesgo que corre ante la un sismo.

2. AMENAZA SÍSMICA, RESISTENCIA SÍSMICA Y RIESGOS DE RUINA

2.1 Amenaza sísmica, S

La amenaza sísmica no puede ser caracterizada sino de manera probabilista, a partir de criterios como la sismicidad de un país o una región –sismicidad histórica, paleosismicidad o sismicidad instrumental-, y durante un período fijo, como por ejemplo la duración de vida de una estructura. Esta amenaza es descrita a partir del conocimiento de la probabilidad de que un sismo exceda cierta intensidad, magnitud dada o aceleración escogida en el lugar donde se encuentra la estructura en estudio.

Para la descripción de la magnitud, se utiliza generalmente la ley de Gutenberg-Richter, [ABD], [AND], [COR], [DER], [GRA.b & c], [GRA], [McG.a & b], [MOG], [NAV], [OLS], [SOB], [TIN], [YOU], [MOL]:

$$\log_{10} N(m) = a - b.m \quad (1)$$

donde, N es el número de sismos de magnitud superior a m, para un período de retorno dado; a y b son constantes que dependen de la fuente sísmica, las cuales tienen una significación física; M es la magnitud del sismo. La transformación de esta ecuación permite expresar el número de sismos de magnitud superior a m, para un período de retorno dado:

$$N(m) = 10^{a-b.m}$$

Esta ecuación debe ser normalizada para expresar solo las magnitudes detectables y registrar aquellas superiores a un límite M_o , de esta forma se obtiene una frecuencia de ocurrencia o probabilidad de ocurrencia:

$$N^*(m) = \frac{N(m)}{N(m_o)} = \frac{10^{a-b.m}}{10^{a-b.m_o}} = 10^{-b(m-m_o)}$$

$$N^*(m) = \frac{N(m)}{N(m_o)} = e^{-b \cdot (m-m_o) \cdot \ln(10)} = e^{-\beta \cdot (m-m_o)}$$

donde, $\beta = b \cdot \ln(10)$.

La probabilidad de ocurrencia de un sismo de magnitud $M > m$ se escribe entonces :

$$P(M > m) = N^*(m) = e^{-\beta \cdot (m-m_o)}$$

La probabilidad de no ocurrencia de un sismo de magnitud m , siendo el complemento, se escribe :

$$F_M(m) = P(M \leq m) = 1 - N^*(m) = 1 - e^{-\beta \cdot (m-m_o)} \quad (2)$$

donde, $F_M(\cdot)$ = función de distribución de M .

Para tener en cuenta la limitación física de magnitudes (como ejemplo $m_{\max}=9$), la función de distribución $F_M^*(\cdot)$ y la densidad $f_M^*(\cdot)$ deben ser "truncadas" entre m_o y $m_{\max}$:

$$F_M^*(m) = \frac{F_M(m)}{F_M(m_{\max})} = P(M \leq m) = \frac{1 - e^{-\beta \cdot (m-m_o)}}{1 - e^{-\beta \cdot (m_{\max}-m_o)}} \quad (3)$$

$$f_M^*(m) = \frac{d}{dm} (F_M^*(m)) = P(m \leq M \leq m + dm) = \frac{\beta \cdot e^{-\beta \cdot (m-m_o)}}{1 - e^{-\beta \cdot (m_{\max}-m_o)}} \quad (4)$$

La amenaza sísmica es la probabilidad de ocurrencia de un sismo de magnitud m . Esta expresada por la siguiente ecuación:

$$P[M > m] = 1 - F_M^*(m) = 1 - \frac{1 - e^{-\beta \cdot (m-m_o)}}{1 - e^{-\beta \cdot (m_{\max}-m_o)}} \quad (5)$$

y la distribución de la amenaza S , considerada aquí como la magnitud M , puede ser representada se como indica en la Figura 1.

Es conveniente recordar que esta distribución expresa la probabilidad de ocurrencia de la magnitud m , durante un periodo T_o de base (1 año, por ejemplo). Para un periodo de referencia $T_{ref}=nT_o$, (por ejemplo, $T_{ref}=50$ años periodo de vida útil de las habitaciones), la probabilidad de ocurrencia se convierte en la siguiente ecuación, cuando se conoce el periodo de base T_o , Ref[MEB]:

$$P[M > m]_{T_{ref}} = 1 - \left(1 - P[M > m]_{T_o}\right)^n = 1 - \left(1 - \frac{1 - e^{-\beta \cdot (m - m_o)}}{1 - e^{-\beta(m_{max} - m_o)}}\right)^n, \quad (6)$$

que tiende hacia la unidad (certeza del evento) cuando T_{ref} se vuelve infinito.

Es conveniente enfatizar que la verdadera amenaza sísmica objetiva y directamente explotable, para el análisis de la resistencia de una estructura, son el nivel de aceleración y la duración de las vibraciones. De hecho, un sismo de magnitud M se atenúa desde el hipocentro hasta su llegada al sitio considerado, debido a las diferentes capas geológicas recorridas, pero, puede ser localmente amplificado por los sedimentos, topografía y obras masivas del entorno.

Existe un lazo entre el nivel de aceleración y la magnitud; pero, la expresión de la probabilidad de ocurrencia de un nivel de aceleración es objeto de otro desarrollo fuera del presente trabajo, en el cual la amenaza es representada bajo la forma de mapas de niveles de aceleración, a través de un tratamiento numérico adecuado, [MOL], [BEN], [McG.a & b], [DER], [COR]. Por razones de simplicidad, privilegiaremos, en el presente trabajo, la expresión analítica precedente que corresponde a las magnitudes en lugar de las aceleraciones.

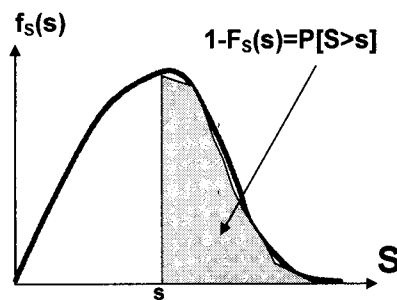


Figura 1. Distribución de la amenaza sísmica.

Otra manera de caracterizar un sismo es considerar la intensidad sísmica. Conviene recordar que esta última se concentra sobre los niveles de desastre sísmicos (consecuencias) y no sobre la amenaza propiamente dicha (causas). En ciertos casos, sin embargo, diversos autores utilizan la intensidad para expresar el nivel de amenaza, a falta de otros criterios más objetivos tales como la aceleración o la magnitud, [GRA.d], [YEP.a - d].

Resistencia de la estructura, R

Debido a incertidumbres sobre la calidad de fabricación (materiales y dimensiones) y a la heterogeneidad del suelo, la resistencia de la estructura es una variable aleatoria cuya distribución puede ser descrita por una función de distribución o una función de densidad de probabilidad, tal como se muestra en la figura 2.

La vulnerabilidad de una estructura, para un nivel s de sollicitación, resulta entonces como la probabilidad que la resistencia R sea inferior a un nivel de sollicitación s :

$$\text{Vulnerabilidad} = P[R < s] \quad (7)$$

$$\text{Resistencia ante un sismo} = P[R \geq s] \quad (8)$$

La evaluación de la vulnerabilidad requiere un análisis mecánico muy sofisticado, en cuanto a dinámica de estructuras con comportamiento de materiales no elásticos y no lineales. En el presente trabajo, se utilizará un enfoque simplificado, debido a la necesidad de proceder a una tipificación de auto-construcciones en mampostería, a escala regional o urbana.

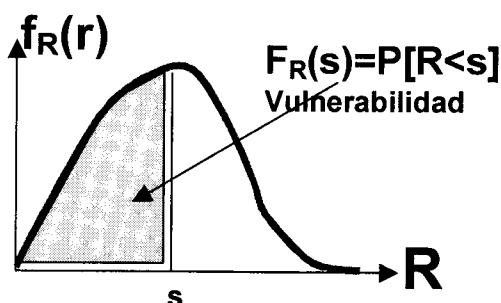


Figura 2. Distribución de la resistencia R y vulnerabilidad sísmica.

Riesgo y probabilidades de falla, P_f

El riesgo de falla sísmica, para un periodo de retorno T_{ref} , es una combinación de dos nociones precedentes: amenaza y vulnerabilidad. El riesgo es definido como la probabilidad que un sismo exceda una magnitud m , durante un periodo de retorno T_{ref} , y que la estructura sufra daños para este nivel de amenaza. Matemáticamente, el riesgo de falla o de ruina se escribe, [MEB], [CHE]:

$$P_f = \iint f_{R,S}(r,s).dr.ds \quad (9)$$

donde $f_{R,S}(.,.)$ es la función de distribución conjunta de R y S . Bajo la hipótesis que la sollicitación S y la resistencia R sean variables aleatorias independientes, se puede escribir entonces:

$$P_f = \iint f_R(r).f_S(s).dr.ds \quad (10)$$

donde, $f_R(.)$ y $f_S(.)$ son las funciones de distribución marginales de R y S .

El desastre sísmico puede entonces medirse a partir de esta probabilidad P_f . Durante el periodo de vida útil de la estructura, considerando la magnitud como variable de sollicitación, el riesgo sísmico, probabilidad de falla o probabilidad de ruina, sería igual a, [MEB]:

$$P_f = \int_{M_o}^{M_{\max}} P(R < s | M=m) \cdot f^*_M(m) \cdot dm \quad (11)$$

donde, s es el nivel de sollicitación obtenido para la magnitud $M=m$ del sismo, durante el período de retorno T_{Ref} ; $P(R < s | M=m)$ es la probabilidad de falla de la estructura para el nivel s de sollicitación, debido a la magnitud m considerada; $f^*_M(\cdot)$ es la función de densidad de probabilidad de la magnitud M , la cual es la derivada de la función de distribución $F^*_M(\cdot)$, desarrollada anteriormente; M_o y $M_{\max}$ son los límites del intervalo de variación considerado para la magnitud (ejemplo, $M_o=5$ et $M_{\max}=9$).

Riesgo Sísmico y SIG

Evaluar el riesgo sísmico sobre una zona determinada es una tarea compleja, debido a la intersección de diversas variables, algunas de ellas aleatorias. Un sismo puede golpear un territorio varias veces y causar daños diferentes cada vez que se presenta una réplica.

Un sismo puede desencadenar en otros fenómenos que causan destrucción, tales como deslizamientos, licuefacción, incendios, etc. Es necesario, estimar la intensidad, magnitud, frecuencia y consecuencias posibles de estos riesgos sobre el territorio.

La evaluación del riesgo tiene diferentes unidades de medida. Es posible cuantificar las pérdidas económicas en términos de dinero pero no podemos hacer lo mismo con las víctimas, los desastres ecológicos u otras consideraciones éticas - precio y respecto de la vida humana, pánico y reacción de la población después del desastre- .

Es necesario también tener en cuenta la escala del modelo en donde se pretende evaluar el riesgo sísmico. Esta escala depende de los objetivos del proyecto y de la disponibilidad y costo de la información.

De acuerdo a la escala, el nivel de información cambia. Así que para un nivel local, es necesario trabajar con datos detallados y precisos. Por el contrario, para un nivel regional, es suficiente la información aproximativa y gruesa.

Las técnicas de los sistemas de información geográfica se revelan como una herramienta eficaz para manejar el problema complejo de la evaluación del riesgo sísmico, [MEB], [YEP.a,b,c,d], [AUG]. Los SIG ofrecen la posibilidad de combinar varias capas temáticas, administrar la información en una base de datos única,

Como ejemplo de ilustración, la versión inicial del método de Benedetti propone la expresión siguiente, ver tabla 1, [BEN.a & b], [AGU.b], [MEB] :

$$I_v = \sum_{i=1}^{N=13} k_i \times \omega_i \quad (12)$$

donde, k_i es la Ponderación del criterio "i" según el tipo de clasificación de la estructura, "A: muy segura", "B: segura", "C: peligrosa", "D: muy peligrosa"; ω_i es el peso relativo del criterio "i" entre los N criterios que gobiernan la resistencia sísmica de la estructura.

Tabla 1. Parámetros y pesos para el método de Benedetti

Parámetro	k_i				ω_i
	D	C	B	A	
1. Estado de conservación	45	25	5	0	1.0
2. pendiente del terreno y fundaciones del edificio	45	25	5	0	0.75
3. resistencia convencional	45	25	5	0	1.5
4. diafragmas horizontales	45	15	5	0	1.0
5. tipo de techo	45	25	15	0	1.0
6. regularidad en planta	45	25	5	0	0.5
7. regularidad en elevación	45	25	5	0	1.0
8. elementos no estructurales	45	25	0	0	0.25
9. cumplimiento normas de construcción	45	20	5	0	1.0
10. calidad de los materiales	45	25	5	0	0.25
11. distancia máxima entre muros	45	25	5	0	0.25

3.3. Funciones de vulnerabilidad e índice de daño sísmico

La medida del nivel de daño de la estructura es indirecta cuando se utiliza el método empírico. Este se obtiene a través de funciones de vulnerabilidad que relacionan el índice de vulnerabilidad, I_v , con el nivel de daño sufrido por la estructura, I_d , debido a un sismo de intensidad conocida.

Las funciones de vulnerabilidad se obtienen a partir del análisis del comportamiento de la estructura; una tarea que exige mucho trabajo y tiempo de cálculo y que solo es válida según las hipótesis adoptadas, las cuales son muy limitadas. Después de calcular el índice de vulnerabilidad, I_v , estas funciones se utilizan para definir la vulnerabilidad cuantitativa bajo la forma de un índice de

daño, I_d , ver figura 3, [YEP.a - d], [ANG], [CHE]. El riesgo de falla que es el indicador buscado, cuando se trata de analizar los riesgos sísmicos, permanece inaccesible.

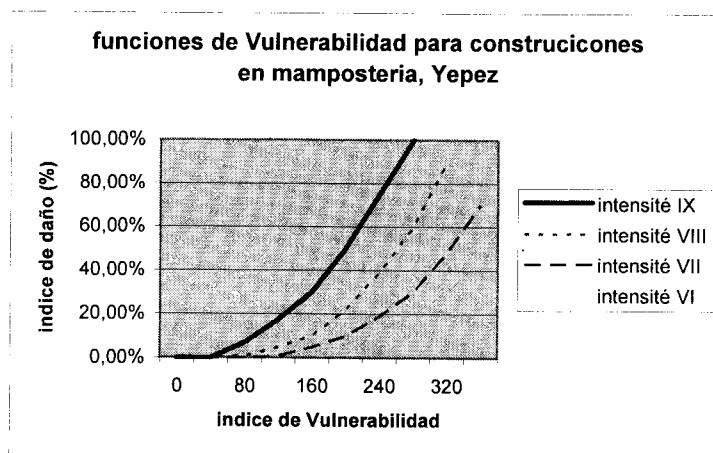


Figura 5. Funciones de vulnerabilidad. [YEP.a - d]

3.4. Construcciones en mampostería e índice de vulnerabilidad I_v

En el marco de este trabajo, hemos adoptado una modificación al método propuesto inicialmente por Bénédetti, [BEN.a & b]. De hecho, se consideró una versión reciente de este método que fue aplicada en Venezuela, [AGU.b], [MEB]. Para esta nueva versión, se retuvieron 13 parámetros explicativos, ver Tabla 2.

Tabla 2. Ejemplo de una matriz de identificación I de una construcción

Parámetro	Categorías			
	D	C	B	A
1. Número de pisos	0	0	0	1
2. Año de construcción	0	1	0	0
3. Mantenimiento vivienda	0	0	0	1
4. Muros frisados	0	0	0	1
5. Pendiente del terreno	0	0	1	0
6. Columnas	0	0	0	1
7. Vigas y vigas de corona.	0	0	0	1
8. Techo	1	0	0	0
9. Aberturas	0	0	0	1
10. Regularidad en planta	0	1	0	0
11. Regularidad en elevación	0	0	0	1
12. Ampliaciones	0	0	0	1
13. Localización	0	0	0	1

A cada criterio, le corresponde un solo indicador no nulo entre las categorías A, B, C o D. A cada construcción le corresponde una matriz de identificación única I,

de dimensión $N \times M$ donde N es igual a los 13 criterios y M es igual a las 4 categorías. El número de casos posibles, que podrían ser analizado, es igual a $M^N = 4^{13}$ lo que representa una población del orden de 67 millones de casos estructurales diferentes. Los resultados de la simulación, de todos los casos posibles, se ilustran en la Figura 4, con un índice normalizado I_v^* . Este índice normalizado es deducido del índice de vulnerabilidad, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$I_v^* = \frac{I_v}{\sum_{j=1}^{N=13} \text{Max}(k_{j,L})_{L=a,b,c,d} \times \omega_j} \quad (13)$$

donde, $\text{Max}(k_{j,L})$ corresponde cada vez al caso mas desfavorable "D" ($L=1$ hasta M para expresar los casos A, B, C o D). De estas simulaciones, se constata lo siguiente (ver Figura 4): los índices de vulnerabilidad tienen, para todo el conjunto de la población, una distribución gaussiana con una media correspondiente a $I_v^* = 0.5$. Se constata, también, una variación del índice de vulnerabilidad que va desde 0 (estructuras seguras) hasta 1 (estructuras destruidas).

La principal debilidad de este método cualitativo reside en el hecho de no poder expresar los índices en términos de probabilidades o frecuencia de falla ni de seguir su evolución, según el nivel de sollicitación sísmica. Tampoco pueden ser confrontados a estadísticas de desastres reales con el fin de actualizar, eventualmente, los valores de "diferentes pesos" correspondientes a cada criterio. La cuantificación directa del desastre no es posible.

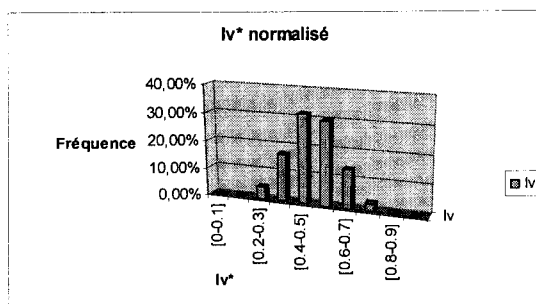


Figura 4. Histograma del índice I_v^* normalizado.

4. MÉTODO PROBABILISTA PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD Y EL RIESGO SÍSMICO, PF

4.1. Principios generales y criterios explicativos de la vulnerabilidad

En el presente trabajo se desarrolla una metodología probabilista para evaluar la vulnerabilidad de las estructuras ante un sismo. Se inspira en el método tradicional cualitativo que consiste en determinar índices de vulnerabilidad. La diferencia radica en que este nuevo método se establece bajo un marco probabilista,

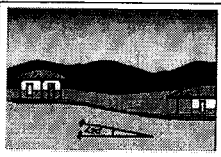
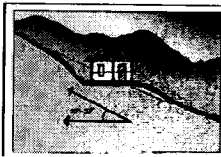
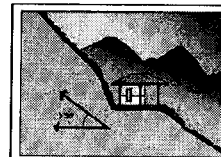
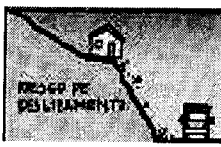
el solo marco riguroso para la estimación de riesgos. La vulnerabilidad se vuelve cuantitativa y es traducido por medio del índice Pf, el cual significa probabilidad de falla mecánica. Se adoptaron N=13 criterios explicativos de la resistencia de una estructura a las solicitaciones sísmicas. Estos no son los únicos criterios. Sin embargo, en esta primera etapa, se adoptaron los criterios reconocidos como los más influyentes, [BEN.a & b], [AGU.a], [MEB], [YEP.a - d], ver Tabla 3.

La clasificación, según el criterio "i" entre los N retenidos, se hace de acuerdo a la bibliografía existente, ver anexos 1 y 2. Como ejemplo, la Tabla 4 indica la clasificación en categorías A,B,C, o D para el criterio "Pendiente del terreno y fundaciones".

Tabla 3.
Parámetros seleccionados
para evaluar la
vulnerabilidad.

Parámetros
1. Número de pisos
2. Año de construcción
3. Mantenimiento vivienda
4. Paredes frisadas
5. Pendiente del terreno
6. Columnas
7. Vigas
8. Techo
9. Aberturas : Puertas, ventanas
10. Regularidad en planta
11. Regularidad en elevación
12. Ampliaciones
13. Localización

Tabla 4. Parámetro pendiente del terreno.

	Categoría A Muy seguro	Categoría B Seguro	Categoría C Vulnerable	Categoría D Muy vulnerable
	Terreno plano o pendiente <10% Existencia de vigas	Pendiente entre 10% y 25% Fundaciones aisladas >50x50cm ²	Pendiente entre 25% y 45% Suelos poco portantes y fundaciones <50x50cm ²	Pendiente >45% Fundaciones sobre terraplén
Pendiente del terreno				

4.2. Riesgo sísmico o Probabilidad de falla, Pf

Se presume que los N=13 criterios seleccionados son, por el momento, los únicos parámetros explicativos. El escenario de falla E puede ser descrito a partir de la contribución probabilista de cada criterio, [MEB] :

$$E = \bigcup_{i=1}^{N=13} E_i \quad (14)$$

donde Ei= evento de falla de la estructura debido al criterio « i ».

El índice de vulnerabilidad o mas bien la **probabilidad de falla (Pf)** se expresa como:

$$Pf = P\left(\bigcup_{i=1}^{N=13} E_i\right) \quad (15)$$

Como las fallas pueden presentarse simultáneamente para varios criterios, es más fácil expresar el complemento de la vulnerabilidad, es decir, la seguridad Ps:

$$S = \bigcap_{i=1}^N S_i \quad (16)$$

$$P_s = 1 - Pf = \prod_{i=1}^N P_{si} = \prod_{i=1}^N (1 - P_{fi}) \quad (17)$$

$$Pf = 1 - \prod_{i=1}^{13} (1 - P_{fi}) \quad (18)$$

donde, S = evento de seguridad o resistencia de la estructura, Si = Evento de « no falla» para el criterio « i »; Pfi : probabilidad de falla debido al parámetro i (i =1 à N); Ps = confiabilidad de la estructura, Psi = confiabilidad gracias al criterio « i ».

Las ecuaciones (17) a (19) son válidas para la hipótesis de independencia en probabilidad de falla de diversos escenarios "i". En el caso real, puede existir correlación entre diversos criterios como sería el caso entre el efecto de las columnas y el efecto de las vigas, etc. Tomar en cuenta la correlación o la dependencia podría ser una extensión de este trabajo, a partir de un análisis estadístico de desastres reales o de simulaciones por modelos mecánicos más sofisticados.

Consideramos analizar la evolución del riesgo en función de diferentes magnitudes posibles M=m sea entonces:

$$P_f(m) = 1 - \prod_{i=1}^{13} (1 - P_{fi}(m)) \quad (19)$$

Con esta ecuación se obtiene la probabilidad de falla para una magnitud conocida, lo que equivale a calcular:

$$P_f(m) = P(R < S |_{M=m}) \quad (20)$$

La vulnerabilidad se mide entonces de una forma cuantitativa y directa, y el desastre puede cuantificarse según la magnitud del sismo. El riesgo total sería fácilmente calculado por medio de la Ec.(11), y la amenaza por medio de la Ec.(5) y Ec.(6).

4.3. Evolución del riesgo sísmico según las magnitudes

Los niveles de aceleración máxima del suelo dependen de diversos parámetros, entre ellos la magnitud M , distancias a la falla o al hipocentro, tipo de asentamiento, etc. Es necesario, en primera instancia, establecer una ley de evolución de probabilidades de falla según la magnitud M , considerada aquí como equivalente energético residual después de la atenuación del sismo. Inspirados en trabajos de investigación anteriores, [YEP.a & b], que establecen que el nivel de daño de la estructura evoluciona exponencialmente con la intensidad del sismo, se postuló la hipótesis de que las probabilidades de base " P_{fi} " tenían una evolución elipsoidal en función de la magnitud M . De esta manera resulta posible calcular P_{fi}/m ; es decir, la probabilidad de falla debido al parámetro i dado que la magnitud es " $M=m$ ". La ecuación matemática propuesta es la siguiente, Ref. [MEB]:

$$\left(\frac{(M - M_0)}{M_{\max} - M_0} \right)^2 + \left(\frac{1 - P_f(M)}{1 - P_f(M_0)} \right)^2 = 1 \quad (21)$$

donde, M_0 es la magnitud inicial, se supone igual a 5; $M_{\max}$ es la magnitud máxima, se supone mayor a 9, $P_{fi}(m)$ es la probabilidad de falla de base para el criterio i ($i=1$ a 13).

4.4. Matrices de daño

Para simplificar la escritura, se designarán las probabilidades de falla $P_{fi}(m)$, como matrices de daño. Se obtienen por tanto 9 matrices de $(N=13) \times (M=4)$, correspondientes a 9 magnitudes, 13 criterios explicativos y 4 categorías de daño. Los gráficos de la Figura 5 muestran la evolución elipsoidal de la probabilidad de falla (P_{fi}) en función de la magnitud M para el criterio 1 (número de pisos) y para el criterio 6 (columnas). Se consideró, para la magnitud $M=5$, una matriz de daño deducida directamente de los indicadores de vulnerabilidad normalizados, ver Tabla 1.

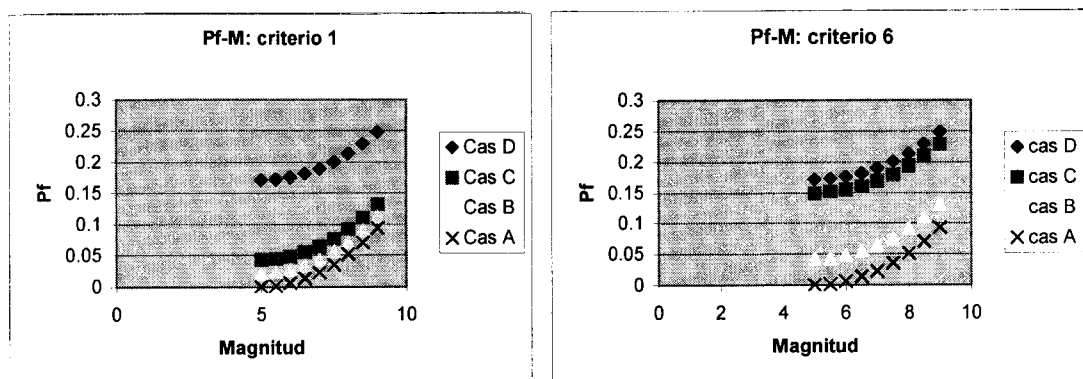


Figura 5. Evolución del nivel de daño según la magnitud para diferentes criterios de vulnerabilidad.

4.5. Simulaciones y evaluación teórica del riesgo sísmico Pf

Conviene recordar que la población de construcciones que es posible simular, corresponde a un total de $N^M=4^{13}$, es decir 67 millones. Una vez establecidas las matrices de daño para cada magnitud, se procede a llenar la matriz de identificación para cada construcción, tal como se ilustra en la Tabla 2.

Los riesgos sísmicos o probabilidades de falla obtenidos se muestran en la Figura 6:

- Para la magnitud $M=5$, los resultados obtenidos se verifican cercanos del índice de vulnerabilidad normalizado I_v^* , el cual fue utilizado para determinar las matrices de daño iniciales. Para todas las construcciones posibles, dentro de la hipótesis de una población homogénea, los riesgos están distribuidos sobre un abanico que va desde 0 (seguridad máxima) hasta 1 (vulnerabilidad máxima).
- Los riesgos aumentan con la magnitud M para alcanzar niveles de desastre muy importantes a partir de $M=7.5$. Para todas las construcciones posibles, dentro de la hipótesis de una población homogénea, los riesgos se agrupan alrededor de la tendencia central la cual se aproxima a 1 (vulnerabilidad máxima).

Resulta adecuado relativizar esta tendencia hacia los riesgos más elevados; puesto que los riesgos están condicionados por la hipótesis de ocurrencia de una magnitud considerada, es decir, probabilidad condicional. De hecho, durante la vida útil de una construcción, este riesgo de falla condicional debe ser multiplicado por la probabilidad de ocurrencia de un nivel de magnitud M el cual, por lo general, permanece débil para magnitudes elevadas, Ec. 5,6 y 11. En efecto, en materia de gestión de riesgos se debe considerar el riesgo basado sobre la vida útil de la estructura.

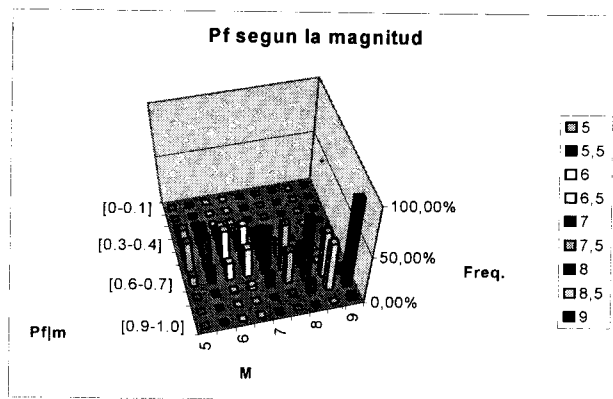


Figura 6. Simulaciones de los riesgos de falla $Pf |_{M=m}$ según la magnitud M del sismo.

4.6. Comparación con un sismo Real : Caracas 1967 ($M=6.3$)

Después de haber encontrado la coherencia del nuevo enfoque con los métodos empíricos ya existentes, se compararon las predicciones teóricas con las estadísticas de desastres registradas durante el sismo de Caracas, en julio de 1967, de magnitud $M=6.3$, [GRA.d]. Conviene advertir que nuestros resultados, en la Figura 6, representan la evolución del riesgo Pf según la magnitud M , mientras que los resultados correspondientes al sismo real, Figura 7, representan la evolución del daño (asimilado como Pf) en función de la intensidad y no de la magnitud. De hecho, para nuestro método, la magnitud evoca la energía en el sitio donde está la construcción. Lo que equivale, para el caso real, a la intensidad que es un resultado del equivalente energético del sitio donde se encuentra la obra y de la capacidad de la estructura frente a las acciones sísmicas. La comparación de las predicciones teóricas y las observaciones reales ponen en evidencia una tendencia idéntica de daños. Lo cual nos permite validar, a posteriori, el enfoque de la vulnerabilidad a partir de probabilidades de falla Pf y la evolución elíptica de matrices de probabilidad en función de la magnitud.

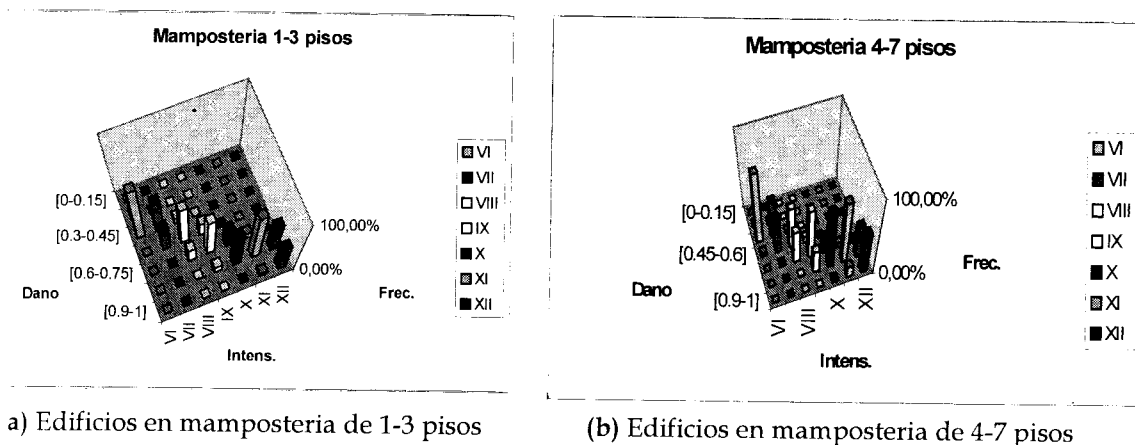


Figura 7. Histogramas de daños observados durante el sismo de Caracas en 1967 ($M=6.3$).

4.7. Necesidad en materia de gestión de riesgos sísmicos

Un sismo es un fenómeno que no puede ser controlado por el hombre. La única forma de reducir las pérdidas económicas y el número de víctimas es minimizar la vulnerabilidad de las estructuras, a partir del diseño sismo resistente, lo que no es el caso de las construcciones informales, o evaluar los riesgos sísmicos para las construcciones existentes, con el fin de tomar medidas preventivas. En materia de gestión de riesgos, las necesidades primordiales son, [MEB], [OHT], [OLI], [PET], [POR], [SCH], [SHI] :

- Recolección de información sobre la superficie posible de un eventual desastre, en términos de construcciones afectadas o destruidas (vulnerabilidad Pf).
- La previsión de consecuencias económicas (C_g y C_f) y humanas (C_h) de los desastres.
- Planificación y organización de primeros auxilios.
- Visualización de la información en forma de mapas, estadísticas u otros medios que faciliten la toma de decisiones (utilización de los SIG).

Los sismos pueden causar enormes perjuicios y afectar directamente la economía de las regiones implicadas, así como también la economía del país. Evidentemente, sería razonable hacer inversiones óptimas con el fin de reducir el número de víctimas y la extensión del desastre. De hecho, resulta posible, una vez conocido el riesgo sísmico Pf, estimar las pérdidas económicas en caso de sismo y hacer un análisis financiero entre el costo total del desastre, si no se hace ninguna inversión, y el costo total, si se hacen inversiones con el fin de reducir las consecuencias del sismo. Las inversiones óptimas corresponden al costo generalizado mínimo C_g^* definido según [MEB]:

$$C_g = C_0 + \sum_{i=1}^{N_c} P_{fi} * C_{fi} \quad (22)$$

donde, C_0 : costo inicial de N_c construcciones consideradas, a escala regional o individual, e inversiones correspondientes con el fin de reducir el riesgo; P_{fi} es el riesgo de falla para la estructura « i »; C_{fi} es la consecuencia económica en caso de falla de la estructura « i »; C_g es el costo generalizado que comprende los costos iniciales y las consecuencias del desastre.

4.8. Estimación del desastre económico y humano

Para estimar las pérdidas económicas, se proponen, como primera aproximación, dos modelos simples pero que permiten dar una estimación rápida de las consecuencias del desastre.

La consecuencia económica C_e de un desastre, en términos del precio de reconstrucción necesaria, sería, [GRA.d],[MEB]:

$$C_e = P_f \times C_f \quad (23)$$

donde, P_f = riesgo de falla; C_f = precio de reconstrucción.

Como no se conoce el precio exacto según el terreno, materiales, mano de obra, etc, se podría admitir, por ejemplo para Venezuela, una primera aproximación, cantidad muy gruesa y sobre estimada del orden de $C_u=500$ KBs/m² construido, [MEB.]

$$C_f = A_{\text{superficie / piso}} * \text{Numero_Pisos} * C_u \quad (24)$$

Nota: el Dólar está actualmente a 1600 Bolívares (Bs.)/USD

Para estimar el número potencial de víctimas C_h , se propone el siguiente modelo simplificado:

$$\begin{aligned} C_h &= P_f \times C_{hu} \\ C_{hu} &= A_{\text{construida}} \times \mu \times \alpha \\ \mu &= \text{densidad de poblacion} \\ \alpha &= \text{tasa de personas presentes} \end{aligned} \quad (25)$$

donde, $A_{\text{construida}}$ es la superficie total construida que se determina a partir de la superficie de un piso y del número de pisos; μ = densidad de población por casa. Se supone, a partir de indicadores locales, un valor grueso de $\mu \approx 4$ personas/50 m² de construcción; α = porcentaje de personas presentes en la casa en el momento del sismo y directamente expuestas al riesgo (el resto de los habitantes se encuentran sea al exterior o en un lugar protegido de la casa, lejos de la caída de elementos estructurales, esquivarlas de vidrio, etc). Se considera, para comenzar un porcentaje $\alpha=30\%$, [GRA.d].

Estos modelos de evaluación de consecuencias económicas y sociales fueron aplicados en el barrio Naiguatá (Caracas) e integrados en un prototipo de SIG, en Mapinfo, para facilitar el análisis.

5. IMPLEMENTACIÓN DE UN SIG

Para la elaboración del modelo conceptual, es necesario identificar las entidades principales del sistema, sus atributos y relaciones. Lo más importante es lograr concebir una base de datos organizada donde la información no sea repetida inútilmente. Se pudo implementar el modelo con información real obtenida de un lote de construcciones ubicados en un suburbio de Caracas (Naiguatá). La

información geográfica utilizada fue tomada a partir de mapas digitalizados, provenientes del Instituto Nacional Geográfico Simón Bolívar, en Venezuela.

Los SIG se revelan como una herramienta eficaz par implementar un método de evaluación de la vulnerabilidad. De hecho, los SIG contienen herramientas que permiten transformar los datos de entrada y producir información interpretable, haciendo posibles los análisis estadísticos, análisis espaciales, modelización y simulación de fenómenos.

Se creó un pequeño prototipo sobre una manzana, el cual se puede extender fácilmente para cualquier otro lugar. Se pretende aplicar este modelo para la ciudad de Caracas y sus alrededores.

Las interfaces creadas en Mapinfo permiten acceder de manera simple y directa a las principales informaciones relativas a la vulnerabilidad y el riesgo. Gracias a las funciones desarrolladas en el menú de Mapinfo es posible seguir la evolución de la probabilidad de falla, a medida que la magnitud del sismo aumenta, ver Figura 8. Es posible, también, visualizar la evolución de la estimación de pérdidas económicas y número de victimas potenciales según la magnitud M escogida, ver figura 9. Los riesgos sísmicos calculados varían entre 0.3 a 0.6, para una magnitud $M=5$, pero pueden subir peligrosamente hasta 0.6 a 0.8, para una magnitud de $M=8$.

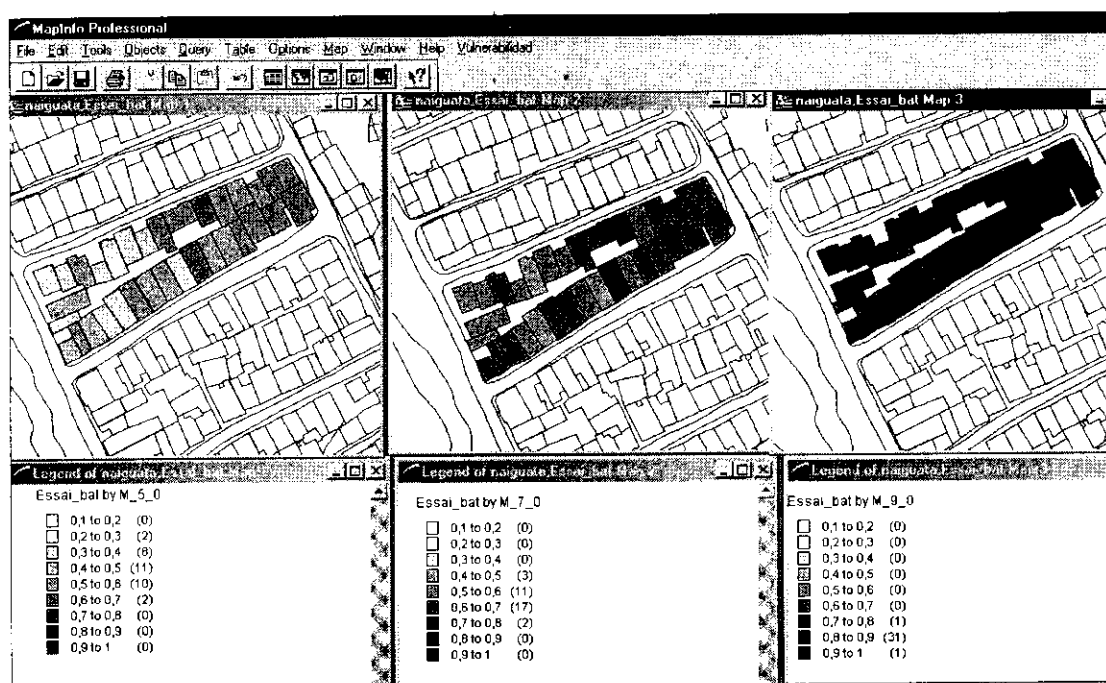


Figura 8. Mapas de vulnerabilidad calculados para una magnitud de sismo $M = 5, 7, 9$, respectivamente.

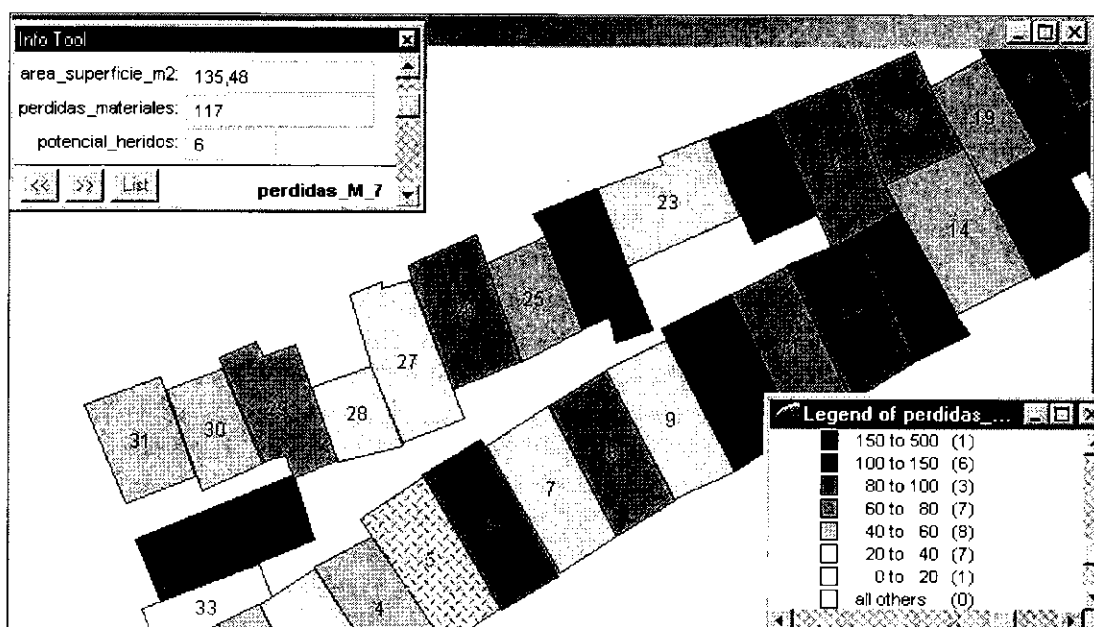


Figura 9. Mapas de pérdidas económicas y número de víctimas potenciales.

6. RESULTADOS Y DISCUSIONES

El método desarrollado en el marco de este trabajo tiene varias ventajas con relación a los métodos cualitativos. El índice de vulnerabilidad obtenido es cuantitativo; se puede medir el riesgo sísmico según la magnitud del sismo. Por consiguiente, es posible estimar las pérdidas económicas y humanas directamente. La simulación de escenarios de desastre es posible gracias a los SIG, los cuales contienen herramientas que permiten transformar los datos y producir información interpretable.

En la metodología desarrollada se hizo un análisis de todas las etapas relativas al riesgo sísmico, desde la concepción de un método hasta la obtención de resultados importantes para la toma de decisiones. Sin embargo, el método es aún grueso y necesita mayor profundización.

El prototipo puesto en marcha funciona actualmente con información de una pequeña zona, pero puede ser extendido, sin modificación, a una zona mayor. Está previsto utilizar el modelo para la ciudad de Caracas y sus alrededores. El desarrollo de funcionalidades en Mapinfo permite que el modelo sea fácilmente utilizado por operadores que no tienen indispensablemente competencia en SIG. Las estimaciones del riesgo pueden compararse y mejorarse con datos de sismos reales. Los riesgos sísmicos calculados para el barrio Naiguatá, en las afueras de Caracas, varían entre 0.3 y 0.6, para una magnitud $M=5$, pero suben peligrosamente de 0.6 a 0.8, para una magnitud $M=8$.

7. CONCLUSIONES

El presente trabajo requirió competencias multidisciplinares: en materia de ciencias de la información geográfica, en dinámica de estructuras, y en análisis probabilístico y confiabilidad de estructuras.

La parte SIG consistió en utilizar un programa de uso difundido, Mapinfo para PC, y crear interfaces personalizadas adaptadas a un ingeniero, arquitecto o técnico. Es necesario llenar la base de datos con las características mecánicas y ambientales de cada construcción, con el fin de calcular los riesgos de falla estructural y de visualizar la evolución, según un nivel de magnitud o intensidad de sismo. Por otra parte, la interfase permite también visualizar el nivel de riesgo, las pérdidas económicas y potencial de víctimas.

La parte de análisis de vulnerabilidad consistió en elaborar un formulario que permite exponer las características mecánicas y ambientales de las construcciones a analizar. Este cuestionario permite clasificar la estructura, según 13 criterios establecidos, en cuatro categorías (muy seguro, seguro, peligroso, muy peligroso), y establecer la matriz de identificación de la construcción (4x13) permitiendo de esta forma describir alrededor de 67 millones de construcciones posibles.

La entrada de esta matriz de identificación, con la ayuda de la interfase desarrollada en Mapinfo, permite generar mapas de riesgo sísmico y facilitar el análisis para todo tipo de uso: técnico, económico, gestión y prevención de riesgos, etc.

El formulario requirió de un mayor desarrollo, dentro de un marco probabilista, con el fin de traducir la vulnerabilidad en términos de probabilidad de falla estructural. Este método se inspira en otros ya existentes, los cuales describían la vulnerabilidad de forma cualitativa. El método propuesto requiere solamente evaluar la matriz de probabilidades de falla, según cada uno de los 13 criterios retenidos.

Las matrices de probabilidad de falla que se adoptaron, muestran una concordancia con los resultados obtenidos por métodos tradicionales de análisis de vulnerabilidad, para un nivel de magnitud $M=5$. Los resultados están en concordancia con una simulación hecha para un conjunto de casos teóricamente posibles, sea una población de 67 millones de construcciones.

Se implementó la metodología sobre un prototipo compuesto por un conjunto de 33 casas individuales, en el barrio Naiguata de Caracas. El tiempo requerido para evaluar un bloque de casas heterogéneas, en términos constructivos, muestra la necesidad de recurrir a dos tipos de evaluación: una evaluación por sondeos sobre una superficie reducida, para luego extenderla a escala regional, y una evaluación individual cuando se trata de evaluar el riesgo, con la óptica de proponer una solución de reforzamiento o rehabilitación.

Los riesgos de falla Pf que se proponen, pueden confrontarse a otras observaciones estadísticas en caso de sismo. El método propuesto puede entonces ser juzgado y actualizado sobre la base de observaciones reales y las matrices de probabilidad de falla pueden ser actualizadas.

Se postuló una evolución elíptica de las probabilidades de falla en función de la magnitud, permitiendo así predecir un falla casi-cierta para las magnitudes fuertes (8 a 9). Se supone que los valores de base de estas probabilidades parten de un nivel de sismo correspondiente a una magnitud de 5.

Los resultados obtenidos fueron comparados con observaciones hechas en Caracas, después del sismo de 1967. Las previsiones del método propuesto permanecen muy próximas de las estadísticas reales. Sin embargo, es conviene recordar que se comparó la evolución del riesgo teórico en función de la magnitud, mientras que los desastres reales evolucionaban de acuerdo a la intensidad.

Las técnicas SIG se comprueban como una herramienta eficaz para el problema complejo de la evaluación y visualización del riesgo. La cual ofrece la posibilidad de combinar varias capas temáticas, generar información en una base de datos única, utilizar los datos geográficos para relacionarlos con las entidades existentes en el territorio, hacer análisis y simulaciones.

Sin embargo, los SIG no son una herramienta de decisión automática, pero sí pueden ayudar a escoger la mejor solución por medio de la presentación de resultados en forma gráfica, reportes estadísticos y estimación de daños.

8. PERSPECTIVAS

El trabajo presentado ha permitido pasar de una descripción cualitativa de la vulnerabilidad sísmica de construcciones en mampostería a un análisis cuantitativo, a través de las probabilidades de falla.

Los resultados obtenidos dependen de dos aspectos fundamentales:

- El rigor y la objetividad de la matriz de identificación, permitiendo la clasificación de las construcciones según uno de los 4 tipos posibles: desde muy seguro a muy peligroso, para cada uno de los 13 criterios explicativos. Conviene justificar, por aproximaciones simplificadas o sofisticadas, la clasificación y los criterios explicativos.
- Se supone que los valores de base para las matrices de probabilidades de falla siguen una evolución elíptica con la magnitud M del sismo o el nivel energético, después de la atenuación, en el lugar de construcción considerado. Es necesario, confrontar estos valores de partidas con estadísticas obtenidas de sismos reales y actualizar las matrices iniciales. Conviene considerar una evolución de

probabilidades no en función de las magnitudes, sino en función de la aceleración del suelo (efecto de sitio), en el lugar donde se encuentra la construcción.

El desarrollo de interfaces en el sistema SIG debe permitir el fácil acceso a las informaciones relativas al riesgo sísmico para una zona dada (región, estado, municipalidad, urbanización, etc), para un período dado (desde 1 año hasta 50 años, considerado el período de vida útil de las construcciones).

El tiempo requerido para evaluar un bloque de casas heterogéneas es del orden de 15 hasta 30 minutos por casa; este resultado muestra la necesidad de recurrir a dos tipos de evaluación: una evaluación por sondeos sobre una superficie reducida, para luego extenderla a escala regional, y una evaluación individual, cuando se trata de evaluar el riesgo con la óptica de proponer una solución de reforzamiento o rehabilitación. Este desarrollo permitirá la elección de una solución de reforzamiento, según el nivel de riesgo observado, los desastres económicos previstos y los recursos materiales disponibles, entre un conjunto de soluciones técnicas de reforzamiento o reparación.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue realizado dentro del marco del proyecto RISCOV (Proyecto de cooperación Venezuela-Francia), y gracias al apoyo de FUNVISIS, en Venezuela, y de la Universidad Marne la Vallée.

REFERENCIAS

- [ABD] Abdalla J.A., Mohamedzein Y.E.-A. & Abdel Wahab A. (2001); *Probabilistic seismic hazard assessment of Sudan and its vicinity*. Earthquake Spectra, Vol.17, No.3, pp. 399-415.
- [ABR] Abrams D.P. (1992); *Strength and behavior of unreinforced masonry elements*. Earthquake Engineering, 10th World Conf., Balkema Ed. Róterdam, ISBN 90 54 10 060 5, pp. 3475-3480.
- [ACA] Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales (1997); *Diseño sismorresistente; Especificaciones y criterios empleados en Venezuela*. Corcoven S.A., ISBN 980-6195-03-5, Caracas.
- [AGU.a] Aguiar F. R. & Barbat A.H. (2001); *Daño sísmico en estructuras de hormigón armado*. Centro de Investigaciones Científicas, EDIESPE, ISBN 9978-97-057-9, Ecuador.
- [AGU.b] Aguiar Roberto., (2001); *Cuantificación del índice de daño sísmico*. Rapport FUNVISIS.

- [AND] Anderson J.G. & Luco J.E. (1983); *Consequences of slip rate constraints on earthquake occurrence relations*. Bull. Of the Seismological Society of America, Vol.73, No.2, pp.471-496.
- [ANG] Angeletti P, Bellina A., Guagenti Grandori E., Moretti A. & Petrini V. (1988); *Comparison between vulnerability assessment and damage index, some results*. Proc. Of 9th World Conf. on earthquake Engineering, Tokyo, Vol.VII, pp. VII.181-VII.186.
- [AUG] Augusti G., Borri A. & Crespellani T. (1988); *Dynamic maps for seismic risk reduction*. Proc. Of 9th World Conf. on earthquake Engineering, Tokyo, Vol.VII, pp. VII.587-VII.592.
- [BAR] Barbat A.H., Yépez Moya F. & Canas J.A. (1996); *Damage scenarios simulation for seismic risk assessment in urban zones*. Earthquake Spectra, Vol.12, No.3, pp. 109-116.
- [BAZ] Bazan E. & Meli R. (2000); *Diseño sísmico de edificios*. Limusa, Noriega Ed., ISBN 968-18-5349-0, México.
- [BEN] Bendito A., Rivero P. & Lobo Quintero W. (2001); *Curvas de isoaceleración para estados de desempeño estructural en el occidente de Venezuela*. Boletín Técnico IMME, ISBN 0376-723X, Vol.39, No.2, pp. 1-18.
- [BEN.a] Benedetti D. & Petrini V. (1984); '*Sulla vulnerabilità sísmica di edifici in muratura: un método di valutazione*'. L'industria delle Costruzioni, vol.18, pp. 66-74, Italia.
- [BEN.b] Benedetti D., Benzoni G. & Parisi M. (1988); *Seismic vulnerability & risk evaluation for old urban nuclei*. Earthquake Engineering and Structural dynamics ,16 ,183-201.
- [CHA] Chavarria D. A. & Gómez D. (2001); *Estudio piloto de vulnerabilidad sísmica en viviendas de 1 y 2 pisos del barrio Cuarto de legua en el cono de Cañaveralejo (Cali, Colombia)*. Mémoire fin d'études d'ingénierie en Génie Civil.
- [CHE] Cherubini A. & Zingali A.E. (1988) ; *Vulnerability-damage correlations in masonry building samples after recent Italian earthquakes*. Proc. Of 9th World Conf. on earthquake Engineering, Tokyo, Vol.VII, pp. VII.241-VII.246.
- [CHI] Chiostroni S., Foraboschi P. & Vignoli A. (1992) ; *Structural analysis and damage evaluation of existing masonry buildings by dynamic experimentation and numerical modelling*. Earthquake Engineering, 10th World Conf., Balkema Ed. Róterdam, ISBN 90 54 10 060 5, pp. 3481-3486.
- [CLO] Clough R.W. & Penzien J. (1975); *Dynamics of structures*. Ed. McGraw-Hill Inc., New York, ISBN 0-07-011392-0.
- [COR] Allin Cornell C. (1968); *Engineering seismic risk analysis*. Bull. Of Seismological Society of America, Vol.58, No.5, pp.1583-1606.

- [DER] Der Kiureghian A. & Ang A. H-S (1977); *A fault-rupture model for seismic risk analysis*. Bull. Of the Seismological Society of America, Vol.67, No.4, pp.1173-1194.
- [GRA.a] Grases J. (1985); *Expected building losses caused by earthquakes*. Geneva papers on Risk & Insurance, vol.10, n°35, pp.84-89.
- [GRA.b] Grases J. (1994); *Peligro sísmico con fines de ingeniería*. Boletín Técnico IMME, ISBN 0020-3971, Vol.32, No.2, pp. 1-16.
- [GRA.c] Grases J. (1994); *Venezuela. Amenazas naturales: terremotos, maremotos, huracanes*. Prensas Venezolanas de Gráficas Monfort, Caracas.
- [GRA.d] Grases J. (1989); *Terremotos: un problema no determinístico. Mediciones y efectos*. Separata "Boletín de la Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales", Tomo XLIX, Nos.157-158, Caracas.
- [GRA] Granado C. (2001); *Informe técnico sobre el cálculo de parámetros de la relación de Gutenberg-Richter para la estimación de amenaza sísmica*. Rapport du projet Intevep 99162 (11p.).
- [MAL] Maldonado Rondon E., Casas Rius J.R. & Canas Torres J.A. (2001) ; *Modelo de evaluación del índice de vulnerabilidad sísmica de puentes basado en conjuntos difusos*. Bulletin Revista Intern. De Ingeniería de estructural, Vol. 6-1, pp.77-102.
- [McG.a] McGuire R.K. & Arabasz W.J. (1990); *An introduction to probabilistic seismic hazard analysis*. pp.333-353.
- [McG.b] McGuire R.K. (1995); *Probabilistic seismic hazard analysis and design earthquakes: closing the loop*. Bull. Of the Seismological Society of America, Vol.85, No.5, pp.1275-1284.
- [MEB] Mébarki A. & Valencia N. (2002); *Mapas SIG y Vulnerabilidad de Construcciones en Mampostería*. 3er Coloquio "Microzonificación Sísmica: Hacia una menor de vulnerabilidad", Caracas, 15-18 Juillet, *Seria Técnica*, N°1, pp.63-67.
- [MOG] Mogi K. (1962); *Magnitude-Frequency relation for elastic shocks accompanying fractures of various materials and some related problems in earthquakes*. Bulletin of the Earthquake Research Institute, Vol.40, pp.831-853.
- [MOL] Molina A. Granador C. & Mébarki A. (2002); *Amenazas sísmicas en Venezuela: Mapas de aceleraciones*. 3er Coloquio "Microzonificación Sísmica: Hacia una menor de vulnerabilidad", Caracas, 15-18 Juillet, *Seria Técnica*, N°1, pp.68-707.
- [MOS] Mosalam K.M. (1996); *Modeling of the nonlinear seismic behavior of gravity load designed frames*. Earthquake Spectra, Vol.12, No.3, pp.479-492.
- [NAV] Nava A. (1995); *Terremotos*. Ed. La Ciencia, México, ISBN 968-16-4847-1.
- [OHT] Ohta Y., Kagami H. & Okada S. (1988); *A unified chain model for assessing areal-to-household seismic risk potentials as emphasized on disaster sequences*. Proc. Of 9th World Conf. on earthquake Engineering, Tokyo, Vol.VII, pp. VII.527-VII.532.

- [OLI] Oliveira C.S., Mendes Victor L.A., Gaspar J. & Silveira G. (1988); *Seismic impact of future earthquakes in the town of Lisbon: an example of application*. Proc. Of 9th World Conf. on earthquake Engineering, Tokyo, Vol.VII, pp. VII.551-VII.556.
- [OLS] Olson R. (1999); *An estimation of the maximum b-value in the Gutenberg-Richter relation*. Journal of Geodynamics, Vol.27, No.4-5, pp.547-552.
- [PET] Petrovski, Jakim. *Earthquake vulnerability and loss assessment for physical and urban planning*. Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University Kiril I Metodij, Yugoslavia.
- [POR] Porter K.A., Kiremidjian A.S. & LeGrue J.S. (2001); *Assembly-based vulnerability of buildings and its use in performance evaluation*. Earthquake spectra, Vol.17, No.2, pp.291-311.
- [SCH] Schaad W. (1988); *Earthquake loss analyses from the insurer's standpoint*. Proc. Of 9th World Conf. on earthquake Engineering, Tokyo, Vol.VII, pp. VII.703-VII.706.
- [SHI] Shibata A. & Akamatsu M. (1988); *Assessment of potential damage to urban building groups based on regional seismic activity*. Proc. Of 9th World Conf. on earthquake Engineering, Tokyo, Vol.VII, pp. VII.265-VII.270.
- [SOB] Sobiessiak M.M. (2000); *Fault plane structure of the antofagasta*. Geophysical research letters, Vol.27, No.4, pp. 581-584.
- [SOO] Soo Cheng Y., Meyer C. & Shinozuka M. (1988); *A new damage model for reinforced concrete structures*. Proc. Of 9th World Conf. on earthquake Engineering, Tokyo, Vol.VII, pp. VII.205-VII.210.
- [TIN] Tinti S. & Mulargia F. (1987); *Confidence intervals of b values for grouped magnitudes*. Bulletin of Seismological Society of America, Vol. 77, No.6, pp. 2125-2134.
- [TOM] Tomazevic M., Lutman M. & Weiss P. (1996). *Seismic upgrading of old brick-masonry urban houses: tying of walls with steel ties*. Earthquake Spectra, Vol.12, No.3, pp. 599-622.
- [UZC] Uzcategui de I. & Lobo Quintero W. (1988); *Seismic Practical evaluation of the vulnerability of one family houses against seismic effects*. Proc. Of 9th World Conf. on earthquake Engineering, Tokyo, Vol.VII, pp. VII.229-VII.234.
- [YEP.a] Yépez F., Canas J., Barbat A., Roca A. & Goula X. (1998) ; *Seismic vulnerability evaluation in urban areas from observed damage*. Proc. 5th Intern. Conf. on Seismic Zonation - EERI, Nice, Ouest Editions Presses Académiques, ISBN 2-908261-74-X, pp. 109-116.
- [YEP.b] Yépez F., Barbat A.H. & Canas J.A. (1994); *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*. Monografía de Ingeniería Sísmica IS-12 , Centro Internacional de métodos numéricos en Ingeniería CIMNE, Barcelona.

OBJETIVOS DE LA REVISTA

Es deseo de los editores publicar en esta revista trabajos destacados en el campo de la ingeniería de estructuras desarrollados en el ámbito hispanoamericano. En particular se pretende estimular la publicación de artículos sobre la aplicación de técnicas avanzadas en este campo, como, por ejemplo, el diseño sísmico mediante sistemas de aislamiento de base, disipadores o sistemas de control activo, la modelación de las acciones excepcionales, la evaluación de la seguridad de las estructuras sometidas a tales acciones, identificación de sistemas, etc. Otros temas a los que los editores darán prioridad son la consideración de incertidumbres en los modelos estructurales, problemas de interacción suelo-estructura, resultados de investigaciones experimentales, estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico, etc. Sin embargo, los autores pueden sentirse libres para enviar cualquier trabajo de investigación que consideren como un aporte de interés en el campo.

NORMAS PARA LOS AUTORES

1. El manuscrito de los artículos debe estar escrito en español y enviarse a uno de los editores.
2. Se proporcionarán a los autores quince copias de cada artículo sin ningún sobrecargo.
3. Los manuscritos deberán enviarse por triplicado, juntamente con los originales de gráficas y fotografías.
4. El título debe ser seguido por el nombre del (de los) autor(es), lugar de trabajo y dirección. Toda la correspondencia se remitirá al primer autor a menos que se indique lo contrario.
5. El artículo deberá ir precedido por un Sumario, con una extensión máxima de 150 palabras y por una versión en inglés del mismo (Abstract).
6. Todas las gráficas y/o fotografías deben ser de buena calidad y deberán identificarse claramente, escribiendo a lápiz por detrás el nombre del autor y el número de orden dentro del artículo. Deben enviarse originales (no fotocopias) de las figuras, los cuales tendrán aproximadamente dos veces el tamaño definitivo. El texto de las figuras debe ser suficientemente claro, de forma que permita ser reducido en la misma proporción.
7. Es responsabilidad del autor el obtener permiso para utilizar material que haya aparecido en otra publicación.
8. Las tablas deberán numerarse consecutivamente y tendrán la correspondiente cabecera.
9. Las referencias deben incluirse en el texto por nombre de los autores y año de aparición. Se agruparán todas al final del artículo según el orden alfabético de los autores, en la siguiente forma:

Bozzo, L. M. y Mahin, S. (1990). "Design of Frictional Base Isolation Systems", *4th US National Conference on Earthquake Engineering*, Palm Springs, California, 549-557.

Kelly, J. M. (1993). *Earthquake-resistant design with rubber*, Springer-Verlag, London.

Mokha, A. S., Constantinou, M. C. y Reinhorn, A. M. (1988). *Teflon Bearings in Aseismic Base Isolation: Experimental Studies and Mathematical Modeling*, Report NCEER-88-0038, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo.

Wen, Y. K. (1976). "Method for random vibration of hysteretic systems", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, **102**, 249-263.
10. Se recomienda definir los símbolos a medida que aparezcan en el texto, aunque puede incluirse una lista de símbolos en un Apéndice.
11. No se devolverán los manuscritos o figuras a los autores, a menos que se solicite dicha devolución cuando se remita el manuscrito por primera vez.
12. Los comentarios sobre artículos publicados pueden enviarse a la sección de "Cartas al Editor" (máximo 500 palabras por artículo). Se recibirán, asimismo, con agrado, comentarios relativos a publicaciones recientes e información sobre cursos y congresos.
13. Los artículos de menos de seis páginas se clasificarán como "Comunicaciones breves". Estos artículos seguirán el proceso de revisión normal, pero tendrán prioridad para ser publicados.
14. Si los autores desean enviar los artículos en T_EX, preparados para su publicación directa (camera-ready), deberán solicitar los macros correspondientes a los editores. En este caso será posible acelerar su publicación. En caso contrario, se aconseja enviar el artículo escrito mediante editores de texto tales como Word o WordPerfect e igualmente enviar un diskette con el texto del artículo en formato ASCII.

Revista internacional de

Ingeniería de estructuras

Sumario

Volumen 8, número 2, 2003

- Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras de mampostería no reforzada. Aplicación a un edificio de la zona del Eixample en Barcelona (España)** 91
Rosangel Moreno, Ricardo Bonett, Alex Barbat, Lluís Pujades, Andrea Penna y Sergio Lagomarsino
- Mecanismo de transmisión de cargas perpendiculares al plano del muro en muros de mampostería no reforzada** 121
Juan Diego Jaramillo
- Criterio de diseño basado en confiabilidad para el refuerzo de edificios con disipadores de energía sísmica** 147
Marco Antonio Torres Pérez-Negrón y Sonia E. Ruiz Gómez
- Ferrocemento: Material apto para la construcción en zonas sísmicas** 165
Daniel Bedoya R
- Propuesta de espectros de diseño por sismo para el DF** 189
M. Ordaz y E. Miranda
- Vulnerabilidad sísmica de construcciones informales en mampostería: riesgos sísmicos y mapas SIG** 209
Ahmed Mebarki, Nathalia Valencia

Revista indexada en la Hemeroteca Latinoamericana

Revista semestral de la Escuela Superior Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador

ISSN 1390-0315

© 2003 ESPE, Quito, Ecuador